



TITLE:

ジオシンセティック水平排水材の開発とその排水補強盛土への適用に関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

赤井, 智幸

CITATION:

赤井, 智幸. ジオシンセティック水平排水材の開発とその排水補強盛土への適用に関する研究. 京都大学, 2002, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2002-01-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r10847>

RIGHT:

新制

工

1226

ジオシンセティック水平排水材の開発と
その排水補強盛土への適用に関する研究

平成13年7月

赤井智幸

ジオシンセティック水平排水材の開発と
その排水補強盛土への適用に関する研究

平成 1 3 年 7 月

赤井智幸

ジオシンセティック水平排水材の開発と その排水補強盛土への適用に関する研究

目 次

第 1 章 緒 論

1. 1 はじめに	… 1-1
1. 2 材料評価結果に基づいたジオシンセティック水平排水材 開発の必要性	… 1-4
1. 3 本研究の目的	… 1-7
参考文献	… 1-10

第 2 章 G H D の材料特性

2. 1 概説	… 2-1
2. 2 代表的ジオシンセティックの水理特性の評価	… 2-5
2. 2. 1 製造パラメーターを系統的に変えた試料の作製	… 2-5
2. 2. 2 不織布と織物の開孔径	… 2-10
2. 2. 2. 1 開孔径の評価方法	… 2-10
2. 2. 2. 2 不織布と織物の製造パラメーターと開孔径	… 2-13
2. 2. 3 不織布と織物の透水性	… 2-24
2. 2. 3. 1 垂直方向透水性の実験方法	… 2-24
2. 2. 3. 2 不織布と織物の材料特性値と透水性	… 2-24
2. 2. 4 土との相互作用－排水補強盛土におけるろ過機能基準－	… 2-34
2. 2. 4. 1 土との複合体透水実験の実験方法	… 2-34
2. 2. 4. 2 実験結果と考察	… 2-37
2. 3 代表的ジオシンセティックの耐久性の評価	… 2-48
2. 3. 1 化学的安定性と耐候性の評価方法	… 2-48
2. 3. 2 化学的安定性と耐候性の評価結果	… 2-50
2. 4 材料特性評価に基づいた G H D の開発	… 2-53
2. 4. 1 開発材料の基本的な考え方	… 2-53
2. 4. 2 開発材料の物性	… 2-57
2. 4. 2. 1 引張り特性	… 2-57
(1) 実験方法	… 2-57
(2) 実験結果と考察	… 2-57
2. 4. 2. 2 土との摩擦特性	… 2-63
(1) 実験方法	… 2-63

(2) 実験結果と考察	… 2-63
2.4.2.3 クリープ特性	… 2-65
(1) 実験方法	… 2-65
(2) 実験結果と考察	… 2-68
2.5 まとめ	… 2-73
参考文献	… 2-76
 第3章 開発材料の水平排水機能の実施工による評価	
3.1 概説	… 3-1
3.2 実験の概要	… 3-3
3.2.1 実験に用いたGHDの概要	… 3-3
3.2.2 実験現場と現場計測	… 3-6
3.3 現場計測結果	… 3-12
3.4 まとめ	… 3-24
参考文献	… 3-25
 第4章 開発材料の補強機能の実施工による評価	
4.1 概説	… 4-1
4.2 試験施工の概要	… 4-3
4.2.1 現場の条件と適用した材料の特性	… 4-3
4.2.2 設計および施工	… 4-3
4.3 補強効果確認のための機能評価実験	… 4-10
4.3.1 補強盛土のモニタリングと長期排水性能実験	… 4-10
4.3.2 現場計測結果	… 4-11
4.3.3 長期補強効果の確認	… 4-16
4.3.4 現地注水試験による長期排水性能の検証	… 4-21
4.4 GHDの排水性による斜面安定効果	… 4-24
4.4.1 排水性がもたらす斜面安定効果の推定	… 4-24
4.4.2 地下水位と斜面安定に関する検討	… 4-25
4.5 まとめ	… 4-35
参考文献	… 4-36
 第5章 高含水比粘性土を用いた盛土の崩壊実験	
5.1 概説	… 5-1
5.2 高含水比粘性土盛土の崩壊実験	… 5-3
5.2.1 崩壊実験の概要	… 5-3
(1) 実験現場と材料物性	… 5-3

(2) 設計方針と盛り立て方法	… 5-3
(3) 圧密による強度増加の考え方と安定計算	… 5-6
(4) 盛土材料と高含水比粘性土盛り立ての概要	… 5-9
(5) 計測方法	… 5-9
5.2.2 実験結果	… 5-13
(1) 盛り立てならびに載荷状況と崩壊結果	… 5-13
(2) 盛り立て中ならびに崩壊時の挙動計測結果	… 5-19
(3) 設計の考え方と実験結果との対比	… 5-29
5.3 まとめ	… 5-34
参考文献	… 5-35

第6章 粘性土急勾配高盛土への適用

6.1 概説	… 6-1
6.2 粘性土急勾配高盛土現場実験	… 6-3
6.2.1 現場実験の概要	… 6-3
6.2.2 粘性土ならびにGHDと表面保護材の特性	… 6-3
6.2.3 設計の考え方ならびに現場計測の概要	… 6-6
6.3 現場実験結果	… 6-11
6.3.1 施工状況	… 6-11
6.3.2 計測結果	… 6-11
(1) 盛土の変状	… 6-11
(2) GHDのひずみ	… 6-18
(3) 盛土内部の含水状態	… 6-21
6.3.3 原位置注水実験による排水性の確認	… 6-25
(1) 実験方法	… 6-25
(2) 実験結果	… 6-25
6.4 まとめ	… 6-32
参考文献	… 6-33

第7章 GHDによる排水補強盛土の設計法

7.1 概説	… 7-1
7.2 設計の考え方	… 7-2
7.3 GHDに係わる設計定数	… 7-3
(1) GHDの設計引張り強さ	… 7-3
(2) GHDと土との摩擦抵抗	… 7-5
(3) GHDの面内方向通水性	… 7-6
7.4 補強時の内的安定検討	… 7-7

(1) 排水補強の基本的な考え方	
ならびに G H D の抵抗モーメントと設計引張り力	… 7-7
(2) G H D 配置の仮定	… 7-10
(3) 圧密進行時の土の強度	… 7-11
7 . 5 まとめ	… 7-15
参考文献	… 7-16
 第 8 章 結 論	 … 8-1
 謝 辞	

図 一 覧

第 1 章 緒 論

- 図 1-1 欧米におけるジオシンセティック（織布、不織布）の使用量
- 図 1-2 本研究全体のフロー図

第 2 章 G H D の材料特性

- 図 2-1 土木用途に関連の深い不織布の製造方法
- 図 2-2 ニードルの形状
- 図 2-3 ニードルパンチ法の概念図
- 図 2-4 サーマルボンド法の概念図
- 図 2-5 乾式AOS法
- 図 2-6 湿式AOS法
- 図 2-7 圧力と気体流量の関係
- 図 2-8 試料N1の開孔径の累積分布
- 図 2-9 ニードルパンチ法短繊維不織布の開孔径分布
(単位面積当たりの質量の変化)
- 図 2-10 スパンボンドの開孔径分布(単位面積当たりの質量の変化)
- 図 2-11 サーマルボンドの開孔径分布(単位面積当たりの質量の変化)
- 図 2-12 ニードルパンチ法短繊維不織布の開孔径分布(見掛け密度の
変化)
- 図 2-13(a) ニードルパンチ法短繊維不織布の開孔径分布(繊維織度の変
化)
- 図 2-13(b) スパンボンドの開孔径分布(繊維織度の変化)
- 図 2-14(a) ニードルパンチ法短繊維不織布の開孔径分布(パンチ密度の
変化)
- 図 2-14(b) スパンボンドの開孔径分布(パンチ密度の変化)
- 図 2-15 製造パラメーターの変化が開孔径に及ぼす影響

- 図 2-16 織物の開孔径分布(糸密度の変化)
- 図 2-17 平均開孔径 D と O_{50} の関係
- 図 2-18 上載圧下のニードルパンチ不織布の厚さ変化
- 図 2-19 透水性試験装置
- 図 2-20 動水勾配 i と流速 v の関係
(ニードルパンチ法短繊維不織布およびспанボンドの測定例)
- 図 2-21 動水勾配 i と流速 v の関係(サーマルボンドおよび織物の測定例)
- 図 2-22 空隙率と垂直方向透水係数
- 図 2-23 F4の動水勾配 i と流速 v
- 図 2-24 垂直方向透水係数 k と $d_f^2 \times \varepsilon^3 / (1 - \varepsilon)^2$ の関係
- 図 2-25 R_e と f の関係
- 図 2-26 $1/R_e$ と f の関係
- 図 2-27 土との複合体透水実験装置
- 図 2-28 豊浦砂と深草粘土の粒径特性
- 図 2-29 試料土層切り出し治具
- 図 2-30 95:5試料土の複合体の透水性
- 図 2-31 複合体の透水性
- 図 2-32 累積透水量と流出粘土体積の関係
- 図 2-33 排水の粒径分布
- 図 2-34 複合体の透水性に及ぼす粘土比率の影響
- 図 2-35 T1と3種類の試料土の複合体透水における動水勾配比
- 図 2-36 試料からの各位置における透水前後の粘土比(ニードルパンチ不織布)
- 図 2-37 試料からの各位置における透水前後の粘土比(サーマルボンド不織布)
- 図 2-38 試料からの各位置における透水前後の粘土比(織物)

- 図2-39 動水勾配比
- 図2-40 不織布と織物の空隙率と垂直方向透水係数
- 図2-41 化学的安定性試験による引張り強度保持率の変化
(低濃度の酸・アルカリ)
- 図2-42 化学的安定性試験による引張り強度保持率の変化
(高濃度の酸・アルカリ)
- 図2-43 耐候性試験による引張り強度保持率の変化
- 図2-44 ニードルパンチ不織布の上載圧下の面内方向透水係数
- 図2-45 GHD断面模式図
- 図2-46 拘束条件下の引張り試験に用いた試験機
- 図2-47 GHDの引張り特性
- 図2-48 GHDと乱れた粘性土の強度－ひずみ特性
- 図2-49 GHDと土とのせん断摩擦試験機
- 図2-50 せん断摩擦試験時の圧密載荷条件
- 図2-51 せん断摩擦応力と変位の関係(粘性土)
- 図2-52 せん断摩擦応力と変位の関係(豊浦砂)
- 図2-53 GHDと粘性土の摩擦特性
- 図2-54 クリープひずみ－時間線図(プラスチックコア)
- 図2-55 クリープひずみ－時間線図(補強不織布)
- 図2-56 クリープひずみ－時間線図(スパンボンド)
- 図2-57 クリープ破壊線図
- 図2-58 プラスチックコアのクリープ破壊線図

第3章 開発材料の水平排水機能の実施工による評価

- 図3-1 材料の仕様と断面図
- 図3-2 産業廃棄物処分場平面図
- 図3-3 Pポンド断面概略図
- 図3-4 Pポンド現場平面図

- 図3-5 各工区の配置図
- 図3-6 GHD敷設モデル図
- 図3-7 計器設置位置平面図
- 図3-8 沈下状況
- 図3-9 間隙水圧測定結果
- 図3-10 水位観測結果(沈下板併設分)
- 図3-11 動的円錐貫入試験結果
- 図3-12 注水試験
- 図3-13 管天端からの水位の経時変化
- 図3-14 現場被覆土の土質の変化
- 図3-15 排水暗渠内水位観測結果

第4章 開発材料の補強機能の実施工による評価

- 図4-1 タフテッドファブリック(改良)の断面模式図
- 図4-2 盛土形状
- 図4-3 円弧すべり計算とGHDの敷設形状
- 図4-4 部分安定の計算(拔出しに対する安定)
- 図4-5 仮想壁面に作用する水平土圧
- 図4-6 GHDの配置
- 図4-7 変位計
- 図4-8 計測断面
- 図4-9 99-A工区斜面変状
- 図4-10 6-1工区斜面変状
- 図4-11 盛土内水位の経時変化と降雨量
- 図4-12 簡易動的コーン貫入試験(経年変化)
- 図4-13 含水比分布
- 図4-14 工区周辺の崩壊状況
- 図4-15 崩壊箇所と調査位置

- 図4-16 簡易動的コーン貫入試験結果
- 図4-17 強度比
- 図4-18 補強域の強度の経年変化
- 図4-19 含水比分布
- 図4-20 観測孔を利用した現地注水試験
- 図4-21 注水試験結果
- 図4-22 水位降下モデル
- 図4-23 注水試験結果
- 図4-24 単孔式透水試験(ピエゾメータ法)
- 図4-25 盛土内水位上昇による安全率の変化(99工区)
- 図4-26 盛土内水位上昇による安全率の変化(6-1工区)
- 図4-27 GHD引張り力の作用方向の仮定
- 図4-28 地下水位上昇と滑動・抵抗モーメントの変動(99工区)
- 図4-29 地下水位上昇と滑動・抵抗モーメントの変動(6-1工区)

第5章 高含水比粘性土を用いた盛土の崩壊実験

- 図5-1 モデル試験位置図
- 図5-2 GHDの断面模式図
- 図5-3 経過日数と盛り立てとの関係
- 図5-4 強度増加後の粘着力
- 図5-5 安定計算結果模式図
- 図5-6 実験工区
- 図5-7 盛り立てならびに载荷の模式図
- 図5-8 計測計器の配置
- 図5-9 盛土および载荷重による含水比低下量
- 図5-10 高含水比粘性土盛土における含水比と q_c との関係
- 図5-11 GHDによる強度増加
- 図5-12 土圧と間隙水圧

- 図 5-13 正規化位置 S と σ_{vm}/σ_{v0} の関係
- 図 5-14 斜面内土圧分布
- 図 5-15 間隙水圧 (1～4 工区)
- 図 5-16 排水量の経時変化 (1, 4 工区)
- 図 5-17 総排水量 (1, 4 工区)
- 図 5-18 粘性土の代表的な $e \sim \log p$ 曲線
- 図 5-19 GHD の伸び
- 図 5-20 斜面変位と GHD の伸び
- 図 5-21 GHD による強度増加

第 6 章 粘性土急勾配高盛土への適用

- 図 6-1 盛土の断面図
- 図 6-2 表面保護材を用いた壁面工の断面模式図
- 図 6-3 計測計器の配置
- 図 6-4 粘着力の盛土高さ方向の分布 (A 工区)
- 図 6-5 斜面表面変位の経時変化 (A 工区)
- 図 6-6 盛土完了後の盛土内部の変状 (A 工区)
- 図 6-7 層別沈下計測定結果 (A 工区)
- 図 6-8 層別沈下計測定結果 (B 工区)
- 図 6-9 ひずみの求め方
- 図 6-10 地盤ひずみ
- 図 6-11 GHD のひずみ (B 工区)
- 図 6-12 含水比とサクシヨンの関係
- 図 6-13 テンシオメーターの経時変化 (A 工区)
- 図 6-14 サクシヨンの変化量 (A 工区)
- 図 6-15 安定時期のサクシヨンの深度方向分布
- 図 6-16 原位置注水実験の模式図
- 図 6-17 注水試験結果

- 図 6-18 ボーリング孔を利用した透水試験模式図
- 図 6-19 水面高さと透水係数
- 図 6-20 水位変化モデル
- 図 6-21 水位高さの経時変化(A工区)
- 図 6-22 水位高さの経時変化(B工区)

第 7 章 G H D による排水補強盛土の設計法

- 図 7-1 設計手順
- 図 7-2 円弧すべり面を仮定した簡便分割法
- 図 7-3 G H D による抵抗力
- 図 7-4 帯状千鳥配置
- 図 7-5 U と T_v の関係
- 図 7-6 ドレーンの配置と有効径

表 一 覧

第 1 章 緒 論

- 表 1-1 ジオシンセティックの用途
- 表 1-2 日本におけるジオシンセティック年間使用量とその内訳

第 2 章 G H D の材料特性

- 表 2-1 土構造物の補強・安定を目的としたジオシンセティックの試験項目
- 表 2-2 G H D の機能と評価すべき特性項目
- 表 2-3 不織布の製法の特徴と主用途
- 表 2-4 試料作製のために変化させた製造パラメーター
- 表 2-5 試料の詳細
- 表 2-6 不織布の開孔径測定結果
- 表 2-7 織物の開孔径測定結果
- 表 2-8 ニードルパンチ不織布の上載圧下の見掛け密度
- 表 2-9 垂直方向透水係数
- 表 2-10 ニードルパンチ不織布の上載圧下の垂直方向透水係数
- 表 2-11 土との複合体透水実験に用いた試料の詳細
- 表 2-12 化学的安定性試験方法の詳細
- 表 2-13 耐候性試験方法
- 表 2-14 化学的安定性と耐候性評価試料
- 表 2-15 G H D の引張り強さと伸び率
- 表 2-16 G H D の広幅引張り試験結果
- 表 2-17 拘束条件下の引張り試験結果
- 表 2-18 せん断摩擦試験条件
- 表 2-19 G H D と土の摩擦特性
- 表 2-20 クリープ低減係数

第 3 章 開発材料の水平排水機能の実施工による評価

表 3-1	各性能の評価試験方法
表 3-2	評価試験結果
表 3-3	観測項目
表 3-4	沈下量の現場計測結果
表 3-5	Cc 法による現場地盤の沈下予測
表 3-6	沈下板併設分の水位観測結果
表 3-7	排水暗渠水位観測結果
表 3-8	注水試験結果
表 3-9	G H D の上載圧下の面内方向通水性能

第 4 章 開発材料の補強機能の実施工による評価

表 4-1	G H D の特性値
表 4-2	設計条件
表 4-3	設置した計測計器
表 4-4	排水能の経年変化
表 4-5	注水試験結果から算出した各工区の透水係数
表 4-6	地下水の上昇と安全率

第 5 章 高含水比粘性土を用いた盛土の崩壊実験

表 5-1	G H D の特性値
表 5-2	安定計算結果一覧表
表 5-3	土質定数
表 5-4	計測項目と計測方法
表 5-5	載荷盛土と崩壊に至る経過
表 5-6	崩壊実験結果
表 5-7	設計強度と静的コーン貫入試験による推定強度の比較
表 5-8	設計手法の基本的項目

表 5-9 安定計算結果一覧表

表 5-10 逆算引張り力と材料強度との比

第 6 章 粘性土急勾配高盛土への適用

表 6-1 盛土材料の土質特性

表 6-2 G H D の特性

表 6-3 設計の基本項目と安定計算結果

第 7 章 G H D による排水補強盛土の設計法

表 7-1 粘性土盛土実験

写真一覧

第2章 GHDの材料特性

- 写真2-1 F3と95:5試料土の透水終了後の状況
- 写真2-2 拘束条件下の引張り試験状況

第3章 開発材料の水平排水機能の実施工による評価

- 写真3-1 敷設状況
- 写真3-2 敷設後の全景
- 写真3-3 排水暗渠への接続

第4章 開発材料の補強機能の実施工による評価

- 写真4-1 99工区材料敷設
- 写真4-2 99工区沈下・変位杭の設置及び盛土完了
- 写真4-3 6-1工区盛土完了

第5章 高含水比粘性土を用いた盛土の崩壊実験

- 写真5-1 材料敷設
- 写真5-2 盛り立て状況
- 写真5-3 盛り立て完了(1工区)
- 写真5-4 盛り立て完了(2工区)
- 写真5-5 10m長さのGHDの敷設
- 写真5-6 1工区崩壊前(載荷盛土前)
- 写真5-7 1工区崩壊状況(載荷盛土2.5m盛り立て中)
- 写真5-8 2工区崩壊前(載荷盛土1m盛り立て中)
- 写真5-9 2工区崩壊状況(載荷盛土2m盛り立て後)
- 写真5-10 3工区崩壊前(載荷盛土前)
- 写真5-11 3工区崩壊状況(載荷盛土2m盛り立て中)

- 写真5-12 4工区崩壊前(載荷盛土0.6m盛り立て後)
- 写真5-13 4工区崩壊状況(載荷盛土3.1m盛り立て中)
- 写真5-14 滑落崖(2工区)
- 写真5-15 崩壊後の10m長さのGHD(3工区:破断)
- 写真5-16 崩壊後の10m長さのGHD(2工区:引抜け)

第6章 粘性土急勾配高盛土への適用

- 写真6-1 表面保護材Aタイプ
- 写真6-2 表面保護材Bタイプ
- 写真6-3 盛り立て完了
- 写真6-4 GHD補強粘性土急勾配高盛土
- 写真6-5 盛土斜面の緑化状況

第1章 緒 論

1. 1 はじめに

土木建設工事の分野における主材料は言うまでもなく、土、木、鉄、コンクリートである。しかし近年、それら従来から多用されてきた材料だけではなく、その代替あるいは補助する様々な材料が盛んに用いられている。繊維材料や高分子材料であるジオシンセティックはその代表的なものである。

1980年代以降、土木建設工事へのジオシンセティックの利用は、図1-1¹⁾のように世界的にも著しい進展をみせており、1995年の米国における年間使用量は約3億5千万 m^2 に達している²⁾。この傾向は我が国においても同様で、表1-1¹⁾に示す多様な用途、工種に適用されている。また従来は、この分野で使用される繊維材料をジオテキスタイルと称し、例えば米国材料試験規格 (ASTM) の技術委員会では「人工的なプロジェクト、構造物、システムを全体的に仕上げるために、土や岩石等の土質材料とともに用いられる透水性繊維材料」³⁾と定義していた。しかし、広範囲な適用とともに、その名称もジオテキスタイルから高分子材料を含めたより広義な名称としてのジオシンセティックへと変貌を遂げてきている⁴⁾。

そもそも、我が国の土木建設工事における繊維材料の大規模な利用は、1959年の伊勢湾台風災害復旧工事で織物を用いた⁵⁾のが始まりとされ、欧米に比べてその利用は必ずしも遅れていたわけではない。しかし利用増大に伴い、研究開発における我が国の取り組みの遅れが指摘され⁶⁾、特に産学官の連携が強く求められた⁷⁾。その結果、現在の国際ジオシンセティックス学会日本支部が設立され⁸⁾、補強土工法に関する産学あるいは産官による組織的な共同研究も開始された。それらの研究成果として、1990年にジオグリッド研究会による「ジオグリッド工法ガイドライン」⁹⁾が、また1992年には建設省土木研究所の「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル」¹⁰⁾がそれぞれ取りまとめられている。さらに、土質研究者を中心に研究が活発化し、ようやく欧米に比べて遜色のない研究開発成果が得られるようになった。

しかし、土木建設と繊維、高分子の境界領域分野でありながら、材料面からの研究はきわめて少ないのが実情である。そのような中、大阪府では1989年より大阪府立産業技術総合研究所を中心として材料研究を含めた研究開発事業に着手し、産学官のメンバーで構成されるジオテキスタイル技術研究会¹¹⁾

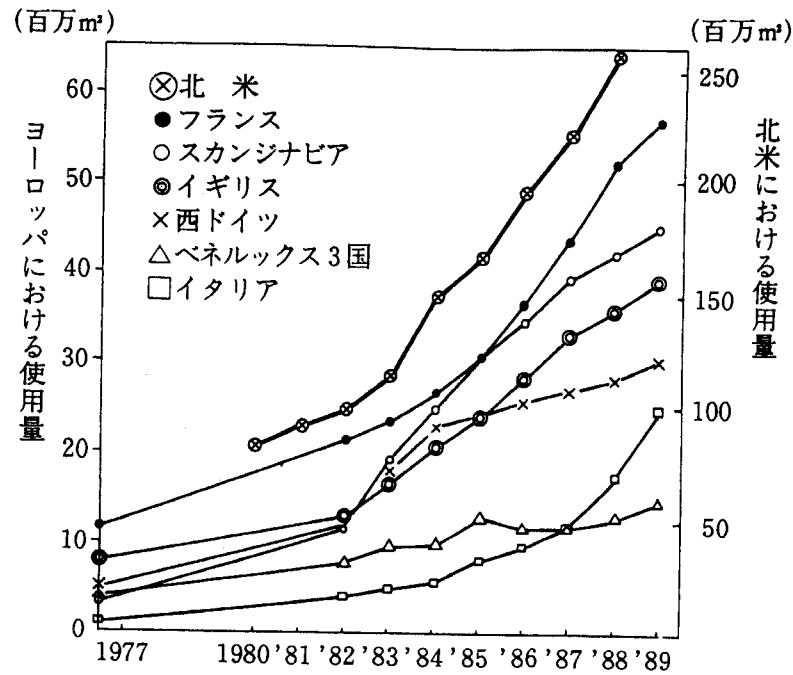


図1-1 欧米におけるジオシンセティック（織布、不織布）の使用量¹⁾

表1-1 ジオシンセティックの用途¹⁾

目 的	用 途
土砂の層間分離	地盤と盛土の分離、噴泥防止
土構造物の補強	盛土・擁壁の引張り補強材、補強土壁工法のストリップ
地盤の補強	軟弱地盤強化（敷網工、シート工、フローティングマット工、パイルネット工）、構造物支持地盤の補強（ジオマットレス、沈床マット）
土構造物、地盤の排水	盛土中の水平排水、切土、盛土境界面排水、排水ブランケット、暗きょ排水
構造物背面排水	擁壁、カルバートボックス、橋台、NATM裏込め等構造物背面排水材
粘土地盤の圧密促進	軟弱地盤垂直ドレーン材
吸出し防止	河川、湖沼、海等護岸、堤防の吸出し防止材
浸食の抑制	盛土、切土斜面の侵食抑制材
目詰まり防止フィルター	側溝、開きょ、暗きょの外周被覆材
構 造 体	蛇かご、急勾配盛土、えん堤、強化路盤、強化地盤等の構築材料
脱 水	底泥（へどろ）、スラッジ等の処理池（槽）の脱水材
河川汚濁防止	シルトフェンス
型 枠	斜面防護工、格子枠工等の袋状型枠等
脱 気	貯水池、調整池、ため池等のガス抜材

表1-2 日本におけるジオシンセティック年間使用量とその内訳^{1,2)}

	1991年	1993年	1995年	1997年	1999年
織布	2,700(33.6%)	1,700(18.8%)	1,470(16.2%)	1,117(13.3%)	1,365 (13.5%)
不織布	3,400(42.3%)	4,300(47.6%)	3,690(40.7%)	4,139(49.1%)	5,376 (53.2%)
編布	3(0.0%)	14(0.2%)	75(0.8%)	27(0.3%)	56 (0.5%)
ジオネット	250(3.1%)	240(2.7%)	290(3.2%)	349(4.1%)	469 (4.6%)
ジオグリッド	350(4.4%)	780(8.6%)	1,020(11.2%)	792(9.4%)	1,055 (10.4%)
バーチカルドレーン材	100(1.2%)	220(2.4%)	460(5.1%)	296(3.5%)	316 (3.1%)
ジオメンブレン	970(12.1%)	1,400(15.5%)	1,620(17.9%)	1,330(15.8%)	1,062 (10.5%)
ジオコンポジット	140(1.7%)	250(2.8%)	340(3.7%)	253(3.0%)	302 (3.0%)
その他関連製品	120(1.5%)	130(1.4%)	110(1.2%)	125(1.5%)	102 (1.0%)
総計	8,000(100%)	9,100(100%)	9,100(100%)	8,426(100%)	10,103 (100%)

(万㎡)

を発足している。元来大阪が、近代繊維産業発展の基幹的役割を担ってきた地域であり、現在も我が国のジオシンセティックの製造において大きなウェイトを占めていることから、関連産業の技術支援と建設工事への適用に関する研究の積極的な推進を目的としたものである。

数多くの研究成果による利用効果の明確化に伴い、我が国における年間使用量は、表1-2に示す国際ジオシンセティックス学会日本支部による最新の調査結果によれば約1億㎡に達している^{1,2)}。内訳をみると不織布と織物が約60%強を占め、ジオメンブレンやジオグリッドがこれに次いでいる。ここ数年来、建設投資額は減額傾向にあり、1997年の使用量減少はその影響を受けたものと考えられる。しかし、1999年の建設投資総額が1997年に対して7.3%減少したのに対し、使用量は約20%の増加をみている。これは構造物の耐久性向上や工事経費節減など、利用効果の一層の顕在化も一因になっていると推察される。

今後も建設投資額の減少傾向が予想される中、引き続きジオシンセティックが発展を遂げるには新用途開拓と併せて、明確な利用効果を有する製品や工法開発が不可欠である。特に、材料機能を相乗的に発揮、利用しうる複合的で高度なジオシンセティックの開発が求められる。

1. 2 材料評価結果に基づいたジオシンセティック水平排水材開発の必要性

軟弱地盤対策は、地盤工学における最も重要な課題の一つである。特に、我が国のように国土が狭く建設上の制約も多い地域では、地盤改良によって軟弱地盤物性を改良し利用することが不可欠で、その重要度はきわめて高い。

地盤改良工法の原理を分類すると圧密脱水、高密度化、固結、補強、置換の5種類の方法に大別される¹³⁾。それらの工法原理と対象となる地盤の位置(深度)との組み合わせによって、様々な工法が存在している。また、各工法に用いられる材料も、従来の砂、礫、石灰、セメント等から今日では、それらに加えて高分子、プラスチック、アスファルト等多岐にわたっている。最近ではジオシンセティックの利用も盛んで、とりわけ盛土補強土工法における適用が顕著である。その結果、表1-2に示したように補強材のジオグリッドの使用量が増大している。

元来、「補強土工法」は地盤中に土以外の材料を導入して、導入した材料そのものの特性を利用して、地盤全体の物性改良を図る工法である。その原形は天然材料を用いた土の補強として太古から存在していたとされる。岩崎によれば、漢の武帝の時代に構築された万里の長城、西域の佛塔などには柳、麦わら、葦などが土塁の内部に補強材として挿入されていることが解明されている。また、我が国においても土塁や土壁の構築には、藁の混入や瓦の挿入などが行われている¹⁴⁾。最近の導入材料としては鉄筋材料やジオグリッドがある。これらによる補強は、材料の卓越した力学特性のみを利用したもので、材料は透水性を有していない。本来、狭義のジオシンセティックの最大の特徴は透水、排水機能であり、嘉門らは早くからジオシンセティック排水材を斜面内に用いた場合に、補強効果が期待できることを指摘している¹⁵⁾。

盛土の排水は斜面安定上きわめて重要であるが、盛土の設計上、排水性のもたらす補強効果は不確定要素が多いため、従来無視されることが多い。ジオシンセティックを用いた補強土工法の代表的な設計法としては、前出の「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル」¹⁰⁾が制定されている。これには補強機能のみ、あるいは排水機能のみの設計については述べられているが、両機能を併せ持つような材料については言及されていない。したがって、従来の盛土補強土工法には、排水と補強の両機能を利用する補強概念は存在しない。その理由は排水に関しては、長期的な排水機能の保持に

対する信頼性に欠けるため、補強効果を論ずるには至っていない。また、排水材の力学物性の改良によって、どの程度の引張り、摩擦特性やクリープ特性を得られるのかが不明である。さらに最大の問題は、その効果を実証するデータに欠けており、設計に反映しえない点である。

高い排水性を有し、力学特性に優れるジオシンセティックを開発し、その効果を実証して上記の問題点が克服されれば、これを水平方向に敷設して補強することは、非排水性の材料を用いるよりも多くの利点を有する。したがって、両機能を併せ持つジオシンセティック水平排水材（以下、GHD : Geosynthetic Horizontal Drain と称す）の開発ならびに工法の確立は、我が国におけるいくつかの地盤工学上の課題解決に寄与しうると考えられる。すなわち、我が国は土質が悪く、梅雨や台風等の豪雨によって斜面崩壊が発生しやすい。その崩壊斜面の復旧においては補強のみならず、降雨時における盛土の排水を考慮して斜面安定を図る必要がある。例えば、農業土木分野のほ場整備事業では、崩壊した畦畔盛土斜面等の復旧が行われる。しかし元来、ほ場は私有財産であり、受益者と直結した工事であるため工法選択等において様々な制約を受け¹⁶⁾、特に経済性が重要視される。盛土においては極力、地区内流用土を活用することが求められ¹⁷⁾、復旧においても十分な排水設備の設置は困難である。現場発生 of 崩壊した性状の悪い土をそのまま盛土材料に使え、経済性に優れた工法の開発が望まれている。GHDをこのような用途に適用すれば、きわめて有効に機能すると考えられる。

また近年、都市開発の活発化や地下利用の増大等に伴って、建設現場から発生する土砂の量は年々増加する傾向にある。その一方で、特に都市部においては、建設発生土の処分場の確保が困難な状況にあり、益々遠隔地に受入適地を求めざるを得ず、処分費の高騰を引き起こしている。その結果、建設発生土の再利用の促進を図ることが求められている。このような社会的要請から、1994年には建設副産物対策行動計画（リサイクルプラン21）が策定された。行動計画では、建設発生土再利用率の2000年度の目標値を70%としている。しかし1995年度の建設省の調査によれば、我が国の建設発生土の総量は約4.4億 m^3 で、内陸部公共工事等や海面埋立工事等での利用は、その約30%に止まっている¹⁸⁾。これは、例えば首都圏から排出される発生土の土質が、年間総量のうち約70%がシルト、関東ローム、粘性土などの含水比の高い低品質の土と

なっていることにも起因している。したがって、これらの低品質の土をいかに工夫して使うかということが、建設発生土の再利用促進の重要なポイントになっている¹⁹⁾。

GHDを用いた盛土工法は、含水比の高い低品質な土を盛土材料に利用する場合に、きわめて有効な方法の一つになりうる。すなわち、GHDを敷設しながら盛り立てることで、盛り立て中に発生する過剰間隙水圧の消散と、圧密による土の強度増加が期待できる。したがって、セメントや石灰等による安定処理をせず、発生した低品質な土をそのまま施工現場に運搬し、有効利用が可能である。

さらに、盛土補強への適用だけではなく、排水用途への利用も考えられる。バーチカルドレーン工法による埋立地等の軟弱地盤改良では、鉛直ドレーンによる排水を地表部で水平方向に排水するために、サンドマットが併用される。元来、サンドマットは透水性の増大を図る砂層であり、サンドマットの透水性が工法そのものの効果を決定する重要な因子となっている。したがって、有効に機能するためには、海砂あるいは良質な山砂など良質材が必要とされる。しかし近年、良質な砂が枯渇しており、天然資源保護の観点からもサンドマット代替の上載荷重下の通水性に優れた水平排水材が求められており²⁰⁾、GHDの適用が考えられる。

一方、盛土補強土工法に適用しうるGHDの開発において重要な特性は、長期的な排水性、上載荷重下の面内方向通水性、引張り特性、土との摩擦特性、クリープ特性等である。これらについて適切に評価し、その結果に基づいて開発することが必要である。しかし、近年この分野の研究開発が盛んであるというものの、材料面からのアプローチがきわめて少ないために、材料特性評価に基づく開発という点ではまだまだ不十分で課題も多い。表1-2に示したように現在、我が国で使用されているジオシンセティックの約60%が不織布、織物である。さらにバーチカルドレーン材や複合材料といえども、例えばフィルター部分には不織布や織物が用いられており、不織布と織物はきわめて代表的なジオシンセティックといえる。ところが、その水理機能に関する性能すら系統的な解明はなされていない。これはGHDの開発において、長期的に排水機能を保持しうるよう、フィルター材の最適化を図る上で大きな課題であり、まずその解決が必要である。さらに、単にGHD単体の水理

特性や力学特性のみならず、両特性に関する土との相互作用についても適切に評価し、その結果に基づいて開発することが重要である。

1. 3 本研究の目的

盛土の排水は斜面安定上、最も重要であるため、排水性を有する材料による補強は盛土の長期安定化や、軟弱土を盛土材料に利用する場合にきわめて有効であると考えられる。しかし、従来の補強土盛土工法では、排水と補強の両機能を有する材料による補強は論じられていない。これまで述べてきたように、その主たる理由は次の3点である。

- ①目詰まり等の懸念から、材料の長期的な排水機能保持に対する信頼性に欠ける。
- ②補強材として、どの程度の引張り、摩擦特性が見込めるのかが不明である。
- ③排水性による補強効果の検証が不十分であり、かつその効果を設計に導入しえなかった。

本研究は上記の3つの問題を解明し、排水性を有する補強材を用いた排水補強盛土工法を確立しようとするものである。すなわち、排水機能と補強機能を併せ持ったGHDを材料評価結果に基づいて開発し、これを盛土補強に適用した場合の効果を実施工の現場実験から明らかにしようとしている。さらに、現場実験で実証された効果を取り入れた長期安定な排水補強盛土の設計手法を確立して、崩壊斜面の復旧や軟弱土の有効利用など地盤工学における今日的な課題解決に寄与することを目的としている。

図1-2に、本研究全体の研究フローを示している。GHDの開発に際して、長期的な排水機能を保持するには、まずフィルター材の選定が最も重要である。しかし、これまで述べてきたようにフィルター材となる不織布や織物の水理特性の系統的解明はなされていない。第2章では、それら代表的なジオシンセティックに関し、各々の製造パラメーターを最大限、系統的に変えた試料を用いた検討から、材料単体の開孔径ならびに垂直方向透水性と材料特性値との関係を明らかにしている。また、実際の土中での性能が最も重要であるという観点から、盛土内の上載圧下での開孔径と垂直方向透水性を推定している。その後、長期排水機能の保持にはフィルター材と土との相互作用

の解明が重要であるとの考えに立脚し、土との複合体の透水実験から複合体の透水性、ろ過機能や目詰まりについて論じている。それらの結果に基づき、GHDのフィルター材に求められるろ過機能基準を示している。

また、代表的なジオシンセティックの化学的安定性と耐候性の評価結果から、耐久性に関する検討を行っている。

さらに、評価試験結果からGHDの力学特性を明らかにしている。また、補強機能に係わる土との相互作用である粘性土に対する摩擦特性を論じるとともに、クリープ特性を示している。また、従来は盛土内の排水材として利用されているスパンボンド法ニードルパンチ不織布に関しても同じ検討を行い、GHDと比較しつつ粘性土を対象とした補強材としての適用性を示している。

第3章から**第6章**には、実施工による評価結果を述べている。**第3章**では、サンドマット代替の水平ドラーンに適用した結果から、GHDの水平排水機能の実施工による評価結果を論じている。

第4章では、補強機能の実施工による評価を目的として行ったフィールド研究の現場計測結果から、GHDの直接的な補強機能を検証した結果を示す。また、材料の間隙水圧消散効果を明らかにし、排水性による補強効果を推定するとともに、斜面崩壊に対する安全率の向上について論じている。さらに、材料の長期的な排水能について論じている。

第5章では、GHDによる盛土材料の排水を期待して高含水比粘性土に適用すべく、設計法確立に供するために行った高含水比粘性土盛土崩壊実験の結果を示している。この章では、GHDの圧密促進効果を明らかにし、設計限界や敷設方法による崩壊パターンの違いについて論じている。

第6章では、粘性土を用いた急勾配高盛土実験の結果から、GHDを用いれば軟弱土でも急勾配高盛土が可能であることを明らかにし、長期のモニタリング結果から永久構造物の盛土への適用について論じている。

第7章では、本研究で得られた全ての実験的成果に基づいて確立したGHDによる排水補強盛土工法の設計法を示している。

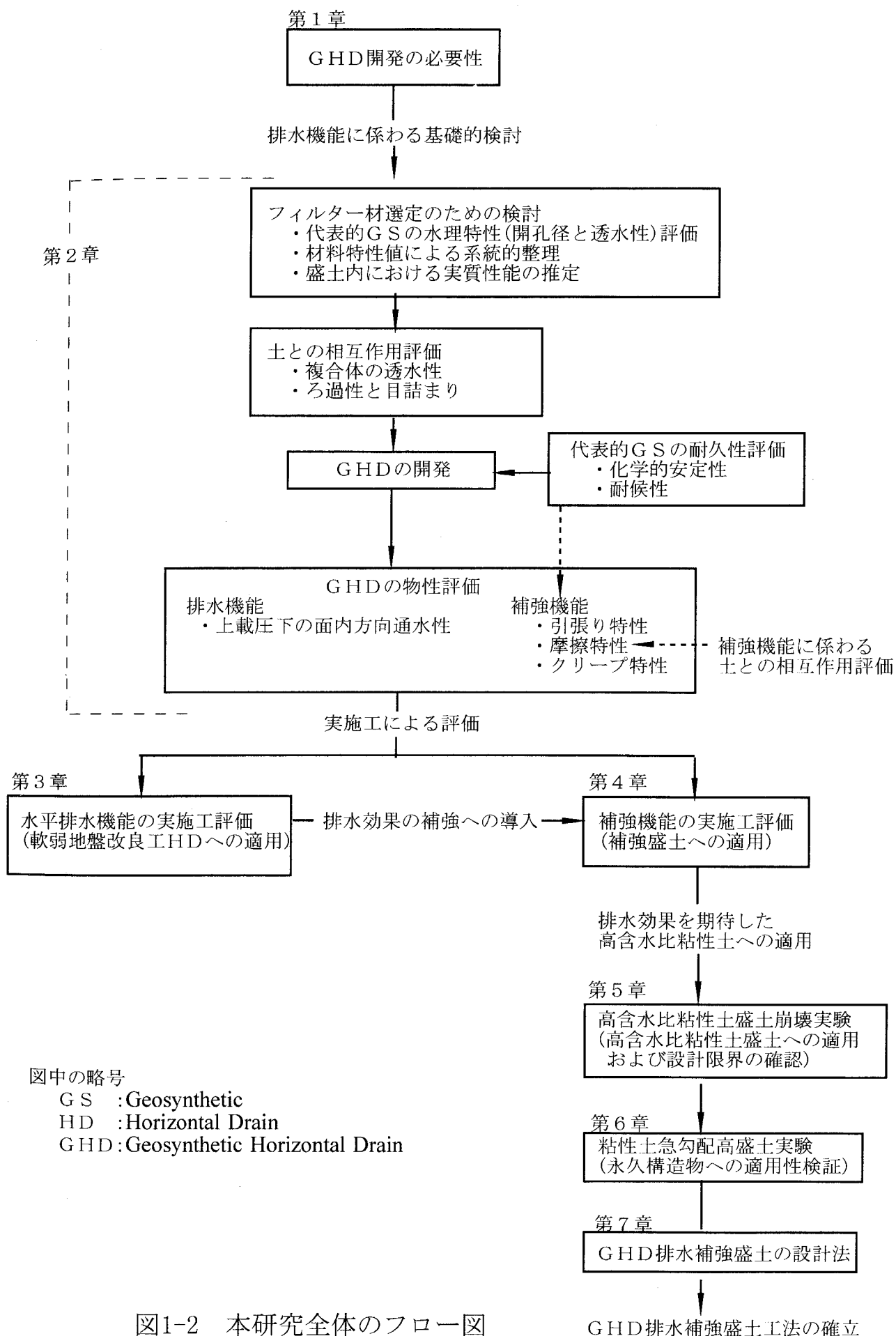


図1-2 本研究全体のフロー図

参考文献

- 1) 嘉門雅史：ジオテキスタイル世界の潮流，NONWOVENS REVIEW, Vol.1, No.2, 2-6(1990)
- 2) 金有性：韓国のジオシンセティックスについて，ジオシンセティックス技術情報，Vol.16, No.2, 27(2000)
- 3) 渡義治：ジオテキスタイル利用工法の設計と施工，建設図書，14(1987)
- 4) 日本工業標準調査会：日本工業規格ジオシンセティックス用語，日本規格協会，7-8 (1994)
- 5) ジオテキスタイル編集委員会編：土質基礎工学ライブラリー40 ジオテキスタイル，土質工学会，6(1994)
- 6) 福岡正巳：ジオテキスタイルの現状と将来，87/5ミクロシンポジウム「ジオテキスタイルの機能と構造」講演要旨集，1-24(1987)
- 7) 日本化学繊維協会・技術委員会 合成繊維技術専門委員会：産業用繊維の動向調査報告書－土木建設分野－，16-38(1989)
- 8) 福岡正巳：ジオテキスタイル学会からジオシンセティックス学会へ，基礎工，Vol.24, No.12, 1(1996)
- 9) ジオグリッド研究会専門部会編：「ジオグリッド工法」ガイドライン，ジオグリッド研究会，(1990)
- 10) 建設省土木研究所：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル，土木研究所資料第3117号，(1992)
- 11) 赤井智幸：大阪府ジオテキスタイル技術研究会，ジオシンセティックス技術情報，Vol.11, No.3, 25(1995)
- 12) 赤木俊允：1999年ジオシンセティックス使用量のアンケート調査結果，ジオシンセティックス技術情報，Vol.17, No.1, 3-8(2001)
- 13) 日本材料学会土質安定材料委員会編：地盤改良工法便覧，日刊工業新聞社，11-17(1991)
- 14) 岩崎高明：土木資材，NONWOVENS REVIEW, 創刊準備号，78-85(1990)
- 15) 嘉門雅史，大橋康広，水原芳行，辻芳伸，福森郁彦，菊田宏：带状排水材の排水効果とその設計法について，第1回ジオテキスタイルシンポジウム発表論文集，95-100(1986)

- 16)大阪府農林水産部耕地課：面整備事業実施基準，4（1993）
- 17)ほ場整備研究会：ほ場整備事業便覧，62（1999）
- 18)建設省大臣官房技術調査室監修：建設発生土利用技術マニュアル（第2版），
土木研究センター，1-2（1997）
- 19)三木博史，塚田幸広：道路等における補強土工法の設計と施工，基礎工，
Vol.24，No.12，40（1996）
- 20)日本材料学会土質安定材料委員会編：地盤改良工法便覧，日刊工業新聞社，
299（1991）

第2章 GHDの材料特性

2. 1 概説

ジオシンセティックを利用する場合、材料単体の特性と土との相互作用を使用目的に応じて適切に評価し、その結果に基づいて材料を選定しなければならない¹⁾。表2-1²⁾は土構造物の補強・安定を目的とした場合の、ジオシンセティック試験項目とその必要性を示したものである。盛土の補強と盛土内排水や圧密促進を目的とする場合、強度変形特性試験、摩擦特性試験、水理特性試験の必要性が高いことが読み取れる。本論で開発するGHDは、高い排水機能と補強機能を併せ持つ盛土補強材であるから、同様にそれらの特性の重要度がきわめて高く、その評価結果を踏まえた開発が必要である。

表2-2は、本論で評価あるいは検討すべき項目を、表2-1を参考にして整理したものである。排水機能に係わるものでは、GHDのフィルター材の開孔径と垂直方向透水性、目詰まりの検討、ならびに上載荷重下の面内方向通水性がある。また、補強機能に関しては引張り特性、土との摩擦特性、クリープ特性がある。この内、目詰まりと摩擦特性がそれぞれの機能に係わる土との相互作用の評価である。さらに、火山地帯の多い我が国の国土や地盤改良におけるセメント系固化材の使用等を考慮すると、化学的安定性など材料の耐久性に関する検討も必要である。本章では、それらGHDの材料特性の評価結果について述べる。

GHDの排水機能に関しては、長期排水機能の保持と上載圧下の面内方向通水性が求められる。GHDが長期間排水機能を保持するには目詰まりせず、長期透水性に優れたフィルター材の選定が重要である。目詰まり現象は、ジオシンセティックの開孔径と対象とする土の粒度との関係、あるいはそれらの分布との関係で議論される^{3~5)}。第1章で述べたように、代表的なジオシンセティックは不織布と織物であり、これらはフィルター材として最も多用される。不織布や織物にはそれぞれ固有の製造パラメーターがあり、これを変えることによって材料中の空隙構造が変化し、その結果、開孔径や透水性も変化する。また、実際に盛土内に敷設された場合、土圧による影響が考えられる。ところが、土木建設工事に用いられる不織布や織物の開孔径や透水性に関して、系統的に研究した例はきわめて少ない。V.Chahalら⁶⁾は、短繊維ニードルパンチ不織布の繊維径が透水性に及ぼす影響について報告している。

表2-1 土構造物の補強・安定を目的としたジオシンセティックの試験項目²⁾

用途	目的	強度変形特性試験		摩擦特性試験	水理特性試験		
		引張試験	クリープ試験	引抜き・一面せん断試験	面内方向通水性試験	垂直方向透水性試験	開孔径試験
		引張強度特性	長期強度特性	摩擦特性	面内方向通水性	垂直方向透水性	A. O. S
盛土	盛土本体の補強	◎	◎	○			
	盛土内排水	△		△	◎	○	○
	圧密促進	△		△	◎	○	○
	盛土のり面の侵食防止	△		△	△	△	△
	盛土のり面の補強(転圧補助)	◎		○		△	
	耐震性の向上	◎	○	○			
土留め, 擁壁	補強	◎	◎	○			
	土圧低減	◎	◎	○			
	排水	△		△	◎	○	○
	耐震性の向上	◎	○	○			
軟弱地盤処理	軟弱地盤上の盛土の補強	◎	◎			○	○
	路床, 路盤の補強	◎	△				
	敷設材工法	◎					
	土砂の層間分離	△					
その他	切土・盛土境界面排水	△		△	◎	○	○
	排水プランケット	△			○	◎	◎
	暗渠排水				◎	◎	◎
	側溝, 開渠, 暗渠の外周被覆材	△				◎	◎
	護岸, 堤防の吸い出し防止	△		△		◎	◎

◎印：設計値を求めるために製品ごとに必ず実施しておかなければならない試験（設計値として使用される試験）

○印：設計値を求めるために実施しておくことが望ましい試験

△印：設計上は直接必要とはしないが、適用に当たってジオテキスタイルの使用適性を判断するための特性値。

例1) 盛土内排水においては引張り試験は設計上必要としないが、通水性を確保するための連続性を保持するためには適当な強度が必要である。

例2) 摩擦特性試験は、水理特性に優れたジオテキスタイルでも、土粒子間との境界面での滑りが土構造物の弱点とならないことを確認するために必要である。

	設計上必要	設計上参考
実施する必要がある。	◎	○
実施しておくことが望ましい。	○	△

表2-2 GHDの機能と評価すべき特性項目

機能	項目
排水機能	フィルター材の開孔径 フィルター材の垂直方向透水性 フィルター性、目詰まり性 上載圧下の面内方向通水性
補強機能	引張り特性 土との摩擦特性 クリープ特性
耐久性	化学的安定性 耐候性

しかし、我が国で製造されている材料については研究例が見当たらず、開孔径の測定結果の報告すら数少ない⁷⁾。本章では、GHDの排水機能を考察するために、まず製造パラメーターを系統的、かつ広範囲に変化させた不織布と織物を作製した。それらの開孔径と透水性評価から、初期性能ならびに盛土内敷設時の開孔径と透水性を考察した結果を2.2で論じる。また、それらの結果を用い、2.2では土との相互作用評価として土との複合体透水実験によって複合体の透水性、ろ過性と目詰まりについて考察する。さらに本論の目的とする排水補強盛土に適用する場合のろ過機能基準を論じる。

2.3では、化学的安定性と耐候性の実験結果から材料の耐久性を論じる。それらの性能は、主として原料素材によって決定される。通常の場合、ジオシンセティックは腐食や分解があってはならないので、原料素材は汎用的な合成高分子が用いられる。我が国ではポリエステル、ポリプロピレン、ポリエチレンが主として使用されている^{8,9)}。ポリプロピレンやポリエチレンは化学的にはきわめて安定である。耐候性に関しても、高品位カーボンプラックの配合による改善もなされており¹⁰⁾、土中での使用であれば問題はない。ポリエステルは日本の土木用途で最も多用されており、GHDにもこの素材の利用が考えられる。しかし、土木用の原料素材の中では比較的、化学的安定性に対する懸念が指摘されている¹¹⁾。そこで、2.3ではポリエステル素材のジオシンセティックの化学的安定性と耐候性を論じる。

GHDの補強機能に係わる引張り特性、土との摩擦特性ならびにクリープ特性は2.4で論じる。引張り強度は設計時に不可欠なパラメーターであり、また単に強度だけではなく、補強材であるから変形特性もきわめて重要である。特に、実際の土中での挙動を反映しうる方法による評価が必要である。本論では、比較的現実に応じた方法とされる広幅の引張り試験を行うとともに、土中では土による拘束を受けるので、拘束条件下の引張り試験を行い、土中の拘束状態における引張り挙動についても考察する。また、それらの結果から、乱れた粘性土のひずみレベルと比較しつつ、GHDのひずみ特性を論じる。摩擦特性は土との力学的な相互作用であり、設計においても欠かすことのできない重要な特性である。本論は粘性土を対象としているので、GHDと粘性土のせん断摩擦特性を中心に論じる。さらに、永久構造物の盛土に適用する場合、経時的な材料変形に関する特性把握が重要となる。特に、

GHDは繊維・プラスチック材料であるから、クリープ変形に対する懸念がある。そこで、GHDの長期変形特性を示し、既存材料と比較しつつGHDのクリープ特性改善について論じる。

また、従来盛土内の排水材として用いられているスパンボンド法ニードルパンチ不織布に関しても、補強機能に係わる上述の全ての評価試験を行い、GHDと比較しつつ、それらの結果に基づいて粘性土を対象とする補強材としての適用性を論じる。

2. 2 代表的ジオシンセティックの水利特性の評価

2. 2. 1 製造パラメーターを系統的に変えた試料の作製

代表的なジオシンセティックの水利特性を考察するために、不織布と織物の主要な製造パラメーターを系統的に変化させた試料を作製した。不織布はウェブと呼ばれるシート状の繊維集合体を、種々の方法で平面的に結合した布の総称である。したがって、製造工程はウェブ形成とウェブ間結合の2工程に大別される。ウェブの形成法と結合法は、それぞれ数多くの方法があり、組み合わせによって多数の製法と製品が存在する。不織布の特徴は製法毎に異なり、それぞれの特徴を活かして表2-3¹²⁾のようにきわめて多様な用途に用いられる。製法の組み合わせの自由度が高いために繊維工学上、製法分類には諸説がある^{12)~15)}。それらに基づき、土木用途に関連の深いものに限定して、かつ従来示されている分類¹⁶⁾を参考に整理したものを図2-1に示す。

土木用途の使用は乾式がほとんどで、短繊維（繊維長約50mm）でウェブ形成される短繊維不織布と、紡糸から直接、連続繊維で形成されるスパンボンド法の不織布に分類される。どちらも、主にニードルパンチタイプが土木用途で用いられる^{8, 10, 12, 17)}。これは、図2-2のようなバーブのついた多数のニードルをウェブ中に突き刺し、繊維相互を絡ませる方法¹⁸⁾で、比較的厚みのある不織布である。製造工程の概要を図2-3¹⁹⁾に示す。また、プラスチックボードドレーン等のジオコンポジットのフィルター部分には、スパンボンド法のサーマルボンドタイプが用いられる。これは、図2-4に示す加熱された2本のロール間にウェブを通し、繊維相互を熱接着して結合する方法²⁰⁾で製造され、厚さ1mm以下の薄い不織布である。

一方、織物は織機を用いて、たて糸とよこ糸とが原則として直角に一定の法則に従って交差して作られる布である²¹⁾。基本的な織り方（織物組織）として平織、斜文織、朱子織があるが、土木用途には一般に平織物が多用される¹¹⁾。

試料作製は上述の短繊維不織布のニードルパンチ、スパンボンド法のニードルパンチとサーマルボンド、および平織物について行った。試料は実験用ではあるが、基本的には現実にジオシンセティックとして適用しうる最大範囲内のものでなくてはならない。また、スパンボンド法の不織布は合成繊維の紡糸からウェブ形成と結合までの工程が連続しており、我が国に数社ある

表2-3 不織布の製法の特徴と主用途^{1,2)}

【製 法】

【特 徴】

【主 用 途】

(製造プロセス)

湿式不織布

・繊維とパルプ又は接着繊維を抄紙方式でシートにする。

—— 厚み均等で目付を自由に変えることができるが、比較的低目付が多い。 ——

ワイパー、おしぼり、おむつ、フィルター、ティーバック、特殊繊維シート等

ケミカルボンド

・接着剤で結合

サーマルボンド

・自己接着または接着繊維で結合

スパンレース

・高圧水流で交絡

乾式パルプ不織布

・粉砕パルプを、接着剤又は接着繊維で接着する。

—— 嵩高で、ドレープ性に富む。 ——

おしぼり、キッチンワイプ、生理用吸収材、化粧用パフ、花、青果の緩衝包材等

ケミカルボンド

・接着剤を散布してパルプを結合

サーマルボンド

・接着繊維を混合してパルプを結合

乾式不織布

・繊維をカード方式などでシートにする。

ケミカルボンド

・繊維ウェブを接着剤で結合。

—— 柔軟性とドレープ性に富む。 ——

芯地、コーティング用基布、カーペット基材、工業資材等

サーマルボンド

・自己接着または接着繊維で結合。

—— 接着剤を使用しないため衛生的。 ——

おむつ、生理用ナプキン、特殊工業資材等

スパンレース

・高圧水流で繊維を交絡。

—— 柔軟でドレープ性に富み、毛羽立ちしない。 ——

おむつ、医療、芯地、生活関連、マニグ基材、ワイパー等

ニードルパンチ

・特殊針でウェブをニードリングして交絡。

—— バルク性に富み、繊維間の剥離がない。 ——

床材、フィルター、マニグ基布、自動車用内装材、土木用途

ステッチボンド

・ウェブが、ほぐれないよう糸で縋み込む。

—— バルク性に富む。 ——

スパンボンド式不織布

・紡糸直結で、主に自己接着で結合。

—— 用途に向けた設計が可能。 ——

包材、おむつ、土木用途、建築防水、フィルター、芯地、

—— 広幅(5m幅以上)、高速生産も可能。 ——

壁装材、カーペット基材、マニグシート基材等

メルトブロー式不織布

・ポリマーを高圧で押し出すと共に熱風でふきとばした極細繊維シート。

—— 柔軟性、非透過性、絶縁性に富む。 ——
0.01μmまでの極細繊維の生産可能。

フィルター、バッテリーセパレーター、吸水シート、ワイパー、油吸着材、紙おむつ等

フラッシュ紡糸式不織布

・ポリマーを溶剤で溶融し高圧で紡糸。

—— 強度が高い。 ——

封筒、ハウスラップ、野外テント、イベントジャンパー等

トウ開繊式不織布 他

・紡糸後のトウを開繊・複層・延膜・接着。

—— トウ開繊法・バーストファイバー法 ——

テープ基材、農業資材、園芸資材、自動車用資材等

及び複層延膜法の組み合わせ。

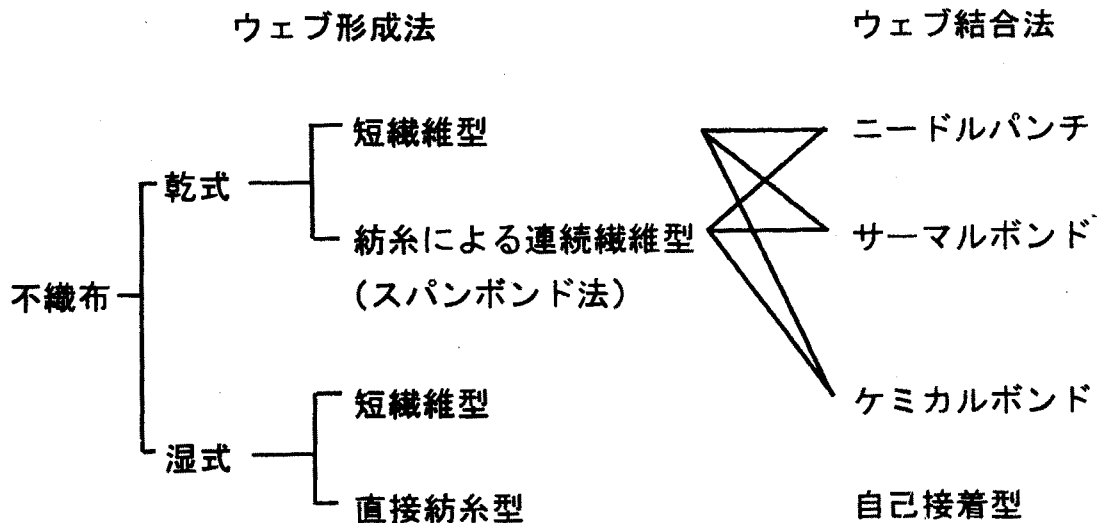


図2-1 土木用途に関連の深い不織布の製造方法

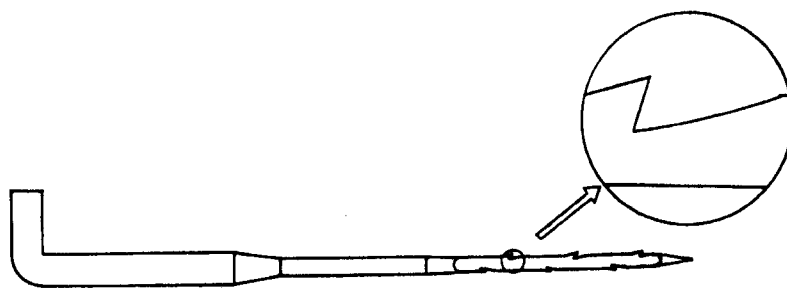


図2-2 ニードルの形状¹⁸⁾

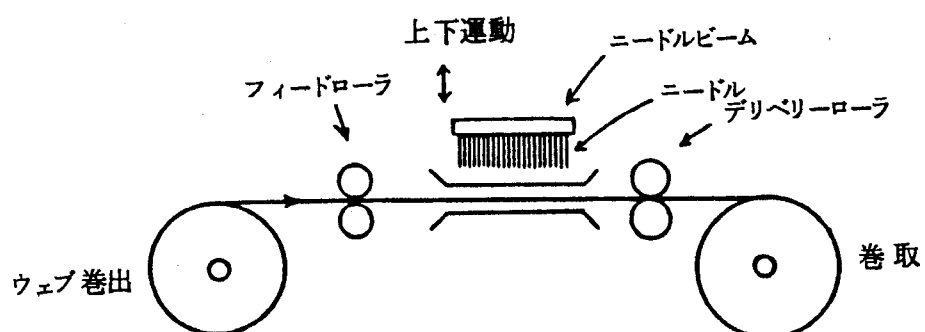


図2-3 ニードルパンチ法の概念図¹⁹⁾

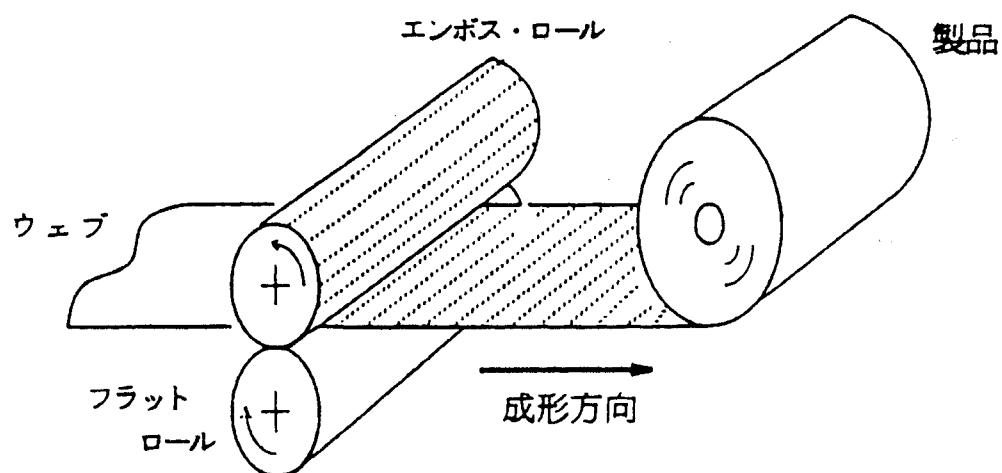


図2-4 サーマルボンド法の概念図²⁰⁾

製造メーカー毎に製造方式が固定されている。したがって、短繊維不織布に比べて変えうるパラメーターは限定される。このような実験目的と製法の特徴、ならびに不織布と織物の構造や性質を決定する様々な要因^{2.2, 2.3)}を考慮して、表2-4のパラメーターを選定した。また、それらを一般的な条件を中心に系統的、広範囲に変化させた。素材は、我が国の土木用途で最も多用されているポリエステルを用いた。

表2-4 試料作製のために変化させた製造パラメーター

材料種類	系統的に変化させたパラメーター	条件を固定するパラメーター
短繊維不織布 ニードルパンチ	単位面積当たりの質量	繊維織度、パンチ密度
	見掛け密度	繊維織度、厚さ
	繊維織度	厚さ、単位面積当たりの質量、見掛け密度
	パンチ密度	繊維織度、単位面積当たりの質量
спанボンド法 ニードルパンチ	単位面積当たりの質量	繊維織度、パンチ密度
	繊維織度	厚さ、単位面積当たりの質量、見掛け密度、パンチ密度
	パンチ密度	繊維織度、単位面積当たりの質量
спанボンド法 サーマルボンド	単位面積当たりの質量	繊維織度
織物（平織物）	糸密度	繊維織度、糸の織度、より数
	糸の織度	繊維織度、糸密度
	繊維織度	糸の織度、糸密度、より数

このようにして作製した試料の詳細を表2-5に示す。それらは開孔径が数mm～十数mmである一部の化学的接着による不織布を除いて、土木用として実用的に我が国で製造しうる大多數を網羅していると考えられる。それらを開孔径と透水性測定の実験試料として用いた。

なお、本論では以下、спанボンド法の不織布に関し便宜的にニードルパンチタイプをспанボンド、サーマルボンドタイプをサーマルボンドとそれぞれ称する。また、表2-5中の織度は繊維や糸の太さを示す指標である。織度の単位としてSI単位ではテックス（tex）を用いることを定めているが、本論では繊維工業で汎用的に用いられてきたデニール（d）単位に統一して用いている。それらは、 $\text{テックス} = \text{デニール} \times 0.1111$ の関係で換算できる。

表2-5に関し、見掛け密度は単位面積当たりの質量を厚さで除して算出している。一般に、繊維集合体の空隙率は式（2.1）によって求められる。

表2-5 試料の詳細

短繊維不織布：ニードルパンチ							
				素 材：ポリエステル 繊維長：51(mm) 針番手：#40 針深度：14(mm)			
変化パラメーター	試料	繊維織度 (d)	厚 さ (mm)	単位面積当たり の質量(g/m ²)	見掛け密度 (g/cm ³)	パンチ密度 (本/cm ²)	空隙率
単位面積当 りの質量 (見掛け密度)	N 1	6	3.30	179.9	0.055	250	0.96
	N 2	6	3.89	253.8	0.065	250	0.95
	N 3	6	5.74	513.3	0.089	250	0.94
	N 4	6	6.60	685.6	0.104	250	0.93
見掛け密度	N 5	6	3.47	170.9	0.049	200	0.96
	N 6	6	3.42	302.3	0.088	800	0.94
	N 7	6	3.29	468.0	0.142	1300	0.90
	N 8	6	3.52	604.3	0.172	1800	0.88
繊維織度	N 9	3	3.27	269.5	0.082	200	0.94
	N 10	6	3.82	309.9	0.081	250	0.94
	N 11	11	3.89	305.9	0.079	300	0.94
	N 12	20	3.54	284.4	0.080	420	0.94
パンチ密度	N 13	6	6.22	257.6	0.041	50	0.97
	N 14	6	5.42	255.8	0.047	100	0.97
	N 2	6	3.89	253.8	0.065	250	0.95
	N 15	6	2.92	262.1	0.090	500	0.94

スパンボンド法：ニードルパンチ							
				素 材：ポリエステル 針番手：#40 針深度：12(mm)			
変化パラメーター	試料	繊維織度 (d)	厚さ (mm)	単位面積当たり の質量(g/m ²)	見掛け密度 (g/cm ³)	パンチ密度 (本/cm ²)	空隙率
単位面積当 りの質量 (見掛け密度)	S 1	3	1.07	102.1	0.096	60	0.93
	S 2	3	2.15	226.1	0.105	60	0.92
	S 3	3	2.54	297.8	0.117	60	0.92
	S 4	3	3.68	443.7	0.121	60	0.91
繊維織度	S 4	3	3.68	443.7	0.121	60	0.91
	S 5	5	3.67	440.7	0.120	60	0.91
パンチ密度	S 6	3	3.16	298.5	0.095	40	0.93
	S 3	3	2.54	297.8	0.117	60	0.92
	S 7	3	2.66	321.6	0.121	90	0.91
	S 8	3	2.57	336.0	0.131	120	0.91
	S 9	3	2.23	318.6	0.143	180	0.90

スパンボンド法：サーマルボンド							
				素 材：ポリエステル			
変化パラメーター	試料	繊維織度 (d)	厚さ (mm)	単位面積当たり の質量(g/m ²)	見掛け密度 (g/cm ³)	プレスパターン	空隙率
単位面積当 りの質量 (見掛け密度)	T 1	3	0.22	37.2	0.169	同 一	0.88
	T 2	3	0.35	64.4	0.182		0.87
	T 3	3	0.45	92.8	0.204		0.85
	T 4	3	0.51	206.1	0.407		0.71
	T 5	3	0.71	316.3	0.447		0.68

織 物			素 材：ポリエステル					
変化パラメーター	試料	繊維織度 (d)	糸の織度 (d)	糸密度 ($\text{テ} \times \text{コ}$) (本/2.54cm)	より数 (T/m)	厚さ (mm)	単位面積当たり の質量(g/m ²)	空隙率
糸密度	F 1	5.2	1000	25×25	120	0.44	225.7	0.62
	F 2	5.2	1000	28×28	120	0.44	254.7	0.58
	F 3	5.2	1000	35×35	120	0.49	332.9	0.51
糸の織度	F 4	5.2	500	28×28	170	0.30	120.7	0.71
	F 2	5.2	1000	28×28	120	0.44	254.7	0.58
	F 5	5.2	1500	28×28	100	0.61	406.7	0.52
繊維織度	F 2	5.2	1000	28×28	120	0.44	254.7	0.58
	F 6	10.4	1000	28×28	120	0.46	239.1	0.62
	F 7	16.7	1000	28×28	120	0.47	257.3	0.60

$$\varepsilon = \frac{\rho_f - \rho_F}{\rho_f - \rho_a} \div \frac{\rho_f - \rho_F}{\rho_f} \quad \text{式 (2.1)}$$

ここで、 ε :空隙率

ρ_f :繊維の密度

ρ_F :繊維集合体の見掛けの密度

ρ_a :空気の密度

また、繊維集合体の見掛けの密度 ρ_F は式 (2.2) で定義される。

$$\rho_F = \frac{W}{V} = \frac{W_f + W_a}{V_f + V_a} \div \frac{W_f}{V} \quad \text{式 (2.2)}$$

ここで、 W :繊維集合体の質量

V :繊維集合体の見掛けの体積

W_f :繊維集合体中の繊維の質量

W_a :繊維集合体中の空気の質量

V_f :繊維集合体中の繊維の体積

V_a :繊維集合体中の空気の体積

表2-5から短繊維不織布、スパンボンドともにニードルパンチの不織布は空隙率の高い材料であることが読み取れる。試料N8は、土木用途の短繊維不織布としてはニードルパンチ法で製造しうる限界の繊維充填状態である。また、製造上の自由度はスパンボンドに比べて短繊維不織布のほうが高いので、この試料は実用上、スパンボンドを含めたニードルパンチ法で製造しうる最も緻密な不織布と見なすことができる。したがって、ニードルパンチ不織布は空隙率0.8以上の材料であるといえる。対照的に土木用途の織物は空隙率が小さいことがわかる。サーマルボンドはそれらの中間に位置し、空隙率0.7程度の比較的緻密な不織布である。織物の内、F3は織度1000(d)の糸で製織しうる限界なので、土木用途の繊維材料の空隙率は約0.5が下限であると考えられる。

2. 2. 2 不織布と織物の開孔径

2. 2. 2. 1 開孔径の評価方法

ジオシンセティックの代表的な開孔径評価方法としては乾式AOS法がある。この方法は図2-5のように振動ふるい機を利用したものである。標準粒径ガラスビーズを一定質量ジオシンセティック上に置き、一定時間装置全体を振動

させ、通過したガラスビーズの質量を測定して通過質量百分率を算出する。粒径の異なる数種類のガラスビーズを用いて、順次この操作を行い開孔径分布を得る。また、通過質量百分率が5%になるときの粒径、すなわち開孔径分布の95%径 O_{95} を開孔径を代表する指標としている。この方法はASTMで制定され、主にアメリカやイギリス等で採用されている。しかし、ニードルパンチ不織布のように厚い試料の場合、ガラスビーズが試料を通過せず空隙中に入り込み好ましくない⁴⁾。西形らは、この方法で測定できる材料はごく限られていることを報告している⁷⁾。また、河川護岸用吸い出し防止シートの建設省技術評価では、ヨーロッパで用いられる湿式法を応用した方法²⁴⁾を採用している。図2-6のように水をスプレーしながら標準粒径ガラスビーズをふるい分けるものである。ガラスビーズのふるい分け時間が24時間と設定されており、評価にきわめて長時間を要する。また、ガラスビーズの凝集性の影響もある²⁵⁾。

一方、繊維工学分野では、従来から繊維集合体中の孔径分布の評価に関して理論的、実験的研究がいくつかある。Lombard²⁶⁾らは、モンテカルロ法によってサーマルボンドの平均開孔径を理論的に求め、乾式AOS法の測定結果とは一致しないことを報告している。実験的評価法としては、毛細管モデルに基づく水銀圧入法²⁷⁾、ガス透過法²⁸⁾、脱液法²⁹⁾などがある。Maejima³⁰⁾は臨界圧法により各種織物とフェルトの最大孔径を測定している。Homonoff³¹⁾やWadsworth³²⁾らも臨界圧法に基づくASTM F316によって不織布の孔径分布を評価している。本研究では、ASTM F316-86³³⁾を測定原理とするコールター社製ポロメーターを用いた。その測定原理は次のとおりである。

不織布や織物中の空隙は多くの分岐を持った立体形状である。これを単純化して並列細孔群、すなわち毛細管の集まりと仮定する。このとき、試料を液体で湿潤させ、毛管現象によって細孔に液体を満たし重力との平衡状態を生じさせると、式(2.3)が成り立つ。

$$2 \pi r \gamma \cos \theta = \pi r^2 h \rho g \quad \text{式 (2.3)}$$

ここで、 r :毛細管(細孔)半径

γ :用いた液体の表面張力

θ :接触角

$h \rho g$:静水圧

g :重力加速度

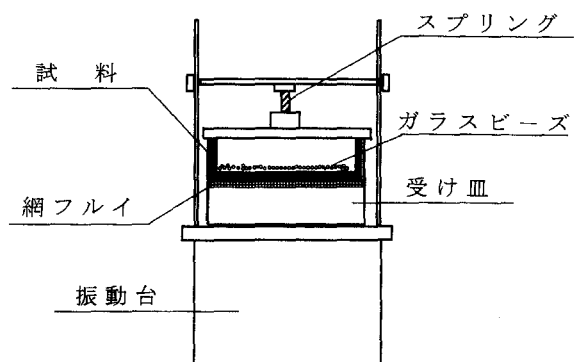


図2-5 乾式AOS法

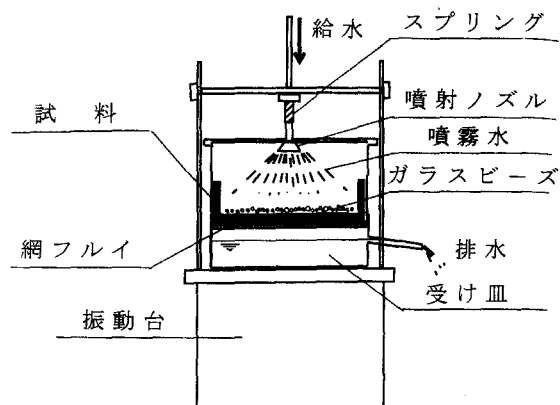


図2-6 湿式AOS法

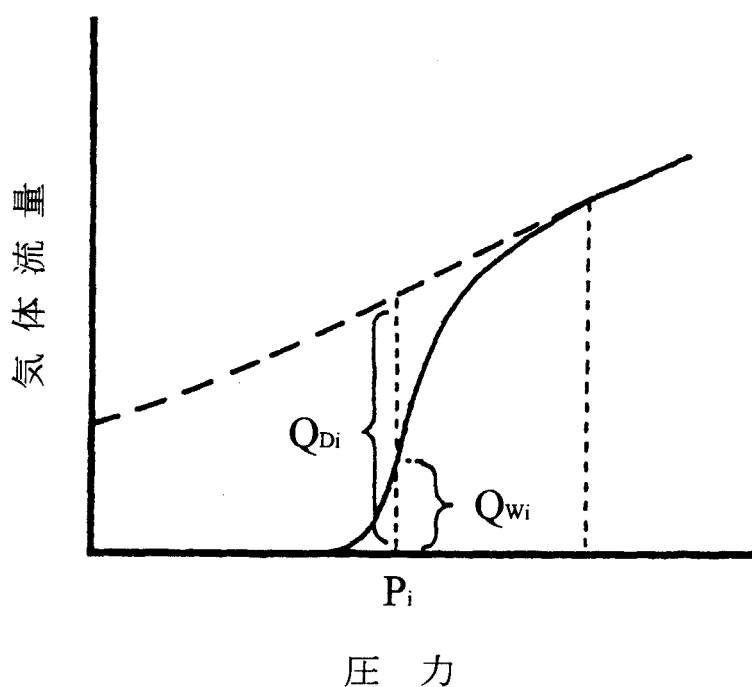


図2-7 圧力と気体流量の関係

この湿潤試料の上面から圧力を次第に増加させながら気体圧をかけると、各圧力に応じて順次大きな細孔から重力との平衡がくずれ、液体が排出されて気体の流れが生じる。このとき圧力と気体流量の関係は図2-7の実線のようにになる。さらに、全細孔から脱液させた後、ふたたび同様に気体圧を加えた時の関係は破線のようにになる。各圧力値は、式(2.3)から細孔径と対応するので、 P_i に相当する細孔径 D_i に対して Q_{wi}/Q_{Di} をプロットすれば、流量比による細孔径分布が得られる。なお、液体は表面張力の大きな水を用いた。

2. 2. 2. 2 不織布と織物の製造パラメーターと開孔径

開孔径測定結果の一例として、図2-8に試料N1の開孔径の累積分布を示す。図中に代表径として O_{50} および O_{95} を記す。 50% 径 O_{50} は全開孔の内、その 50% が O_{50} 値より小さいことを示し、開孔径分布の平均的な値として捉えることができる。各製法不織布の O_{50} と O_{95} を表2-6に示す。また、図2-9と図2-10はパンチ密度一定の条件下、単位面積当たりの質量を変化させた時のニードルパンチ法の短繊維不織布とスパンボンドの開孔径である。それらは先に例示した累積分布を微分したものである。図2-11はサーマルボンドの結果である。それぞれ、開孔径分布は単位面積当たりの質量増加に伴い、孔径の小さい側にシフトしている。サーマルボンドの試料T5は防草シート用であり、最も緻密な不織布である。この試料の O_{50} は $27\mu\text{m}$ であるから、我が国で製造されている土木用不織布の O_{50} は、約 $30\mu\text{m}$ が下限値であると考えられる。

図2-12は厚さ一定の条件下、見掛け密度を変えた時のニードルパンチ法短繊維不織布の開孔径分布である。見掛け密度の増加は開孔径をより小さくしている。土木用途のニードルパンチ法短繊維不織布の場合、繊維繊度6(d)の繊維が多用される。試料N8はこの製法において、6(d)の繊維を用いて製造しうる最も緻密な不織布であるから、この製法の O_{50} の下限は約 $60\mu\text{m}$ であるといえる。図2-13は見掛け密度と厚さを一定にして、繊維繊度を変えた場合の結果である。より細かい繊維を用いることで開孔径は小さくなる。図2-14はパンチ密度の影響を示す。パンチ密度が増大すると開孔径はより小さくなる。

ニードルパンチ不織布の物性等を変える場合、製法や工程上の制約があるので実務的には、まず単位面積当たりの質量やパンチ密度を変化させるか、両者を組み合わせる方法が優先される。次に繊維の繊度を変えることが考えられる。図2-15は、製造パラメーターの変化が開孔径変化に及ぼす効果を示している。単位面積当たりの質量とパンチ密度とでは効果に大きな差はない。しかし、繊維の繊度が際だって効果的に開孔径を変えうることがわかる。またパンチ密度を変えた場合、スパンボンドに比べ短繊維不織布の方が開孔径変化が大きい。連続繊維に比べて、短繊維の自由度が大きいことに起因していると考えられる。

織物の測定結果を表2-7に示す。図2-16は織物の糸密度を変えた時の開孔径分布を例示している。織物の開孔は試料F3とF5を除いて、基本的には2つのピ

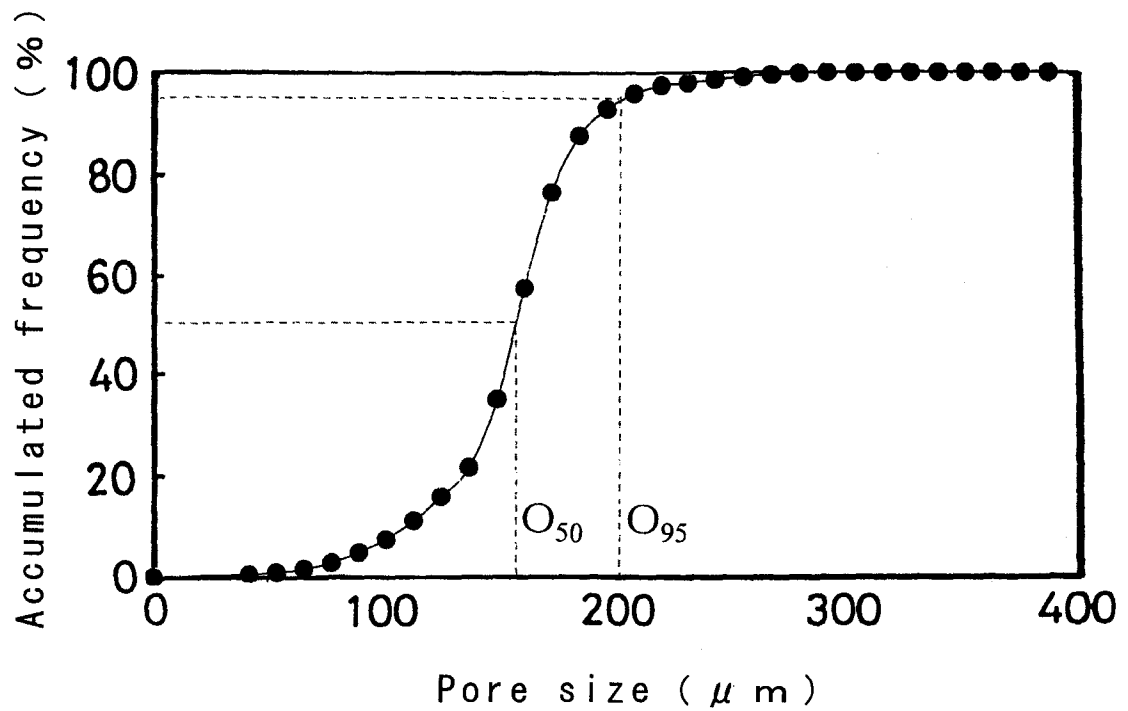


図2-8 試料N1の開孔径の累積分布

表2-6 不織布の開孔径測定結果

試 料		O_{50} (μm)	O_{95} (μm)
短繊維不織布 ニードルパンチ	N1	158.4	206.5
	N2	130.2	175.6
	N3	108.5	147.0
	N4	94.1	136.1
	N5	170.5	231.6
	N6	105.1	150.3
	N7	72.3	100.2
	N8	59.1	86.1
	N9	94.1	133.9
	N10	126.1	177.2
	N11	146.5	223.3
	N12	200.5	363.2
	N13	186.9	248.8
	N14	172.3	228.7
	N15	111.0	151.6
спанボンド	S1	122.8	172.1
	S2	92.0	125.1
	S3	82.9	115.9
	S4	73.6	104.8
	S5	85.0	114.4
	S6	101.3	131.5
	S7	82.3	116.3
	S8	72.7	101.9
	S9	68.9	98.5
サーマルボンド	T1	101.4	151.1
	T2	69.0	91.8
	T3	61.0	84.0
	T4	36.5	50.2
	T5	27.2	43.1

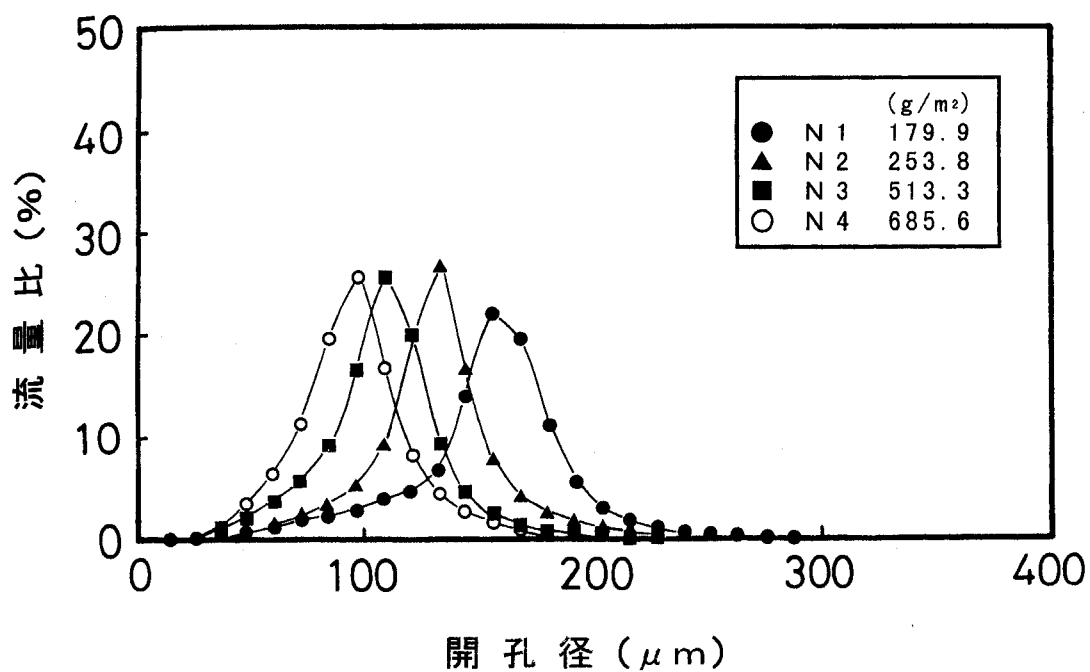


図2-9 ニードルパンチ法短繊維不織布の開孔径分布
(単位面積当たりの質量の変化)

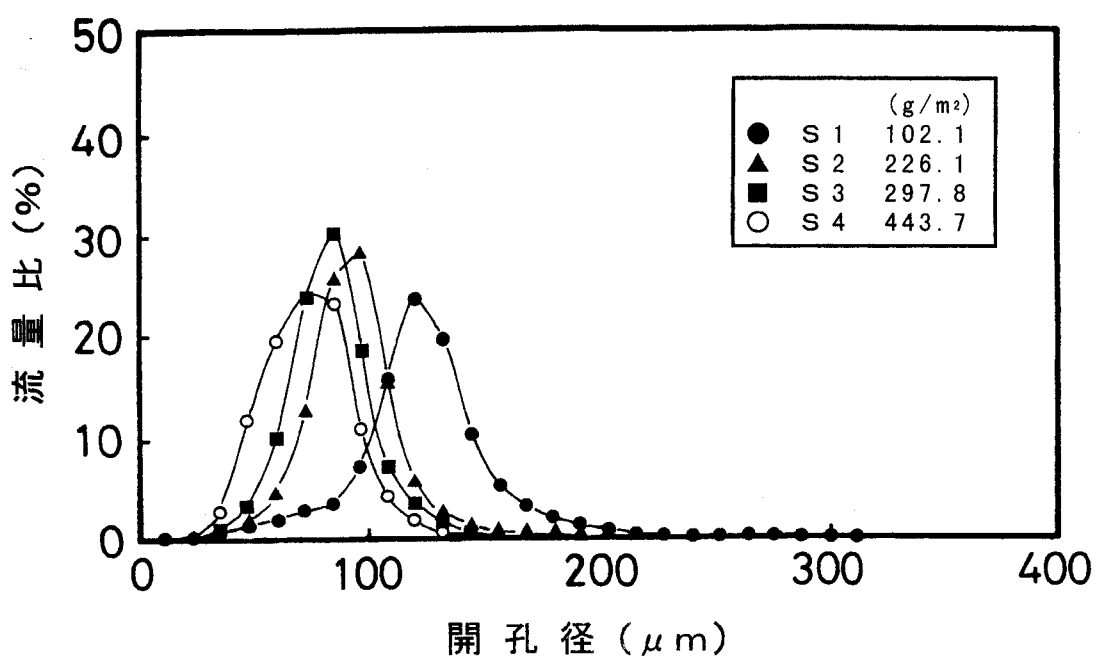


図2-10 スパンボンドの開孔径分布
(単位面積当たりの質量の変化)

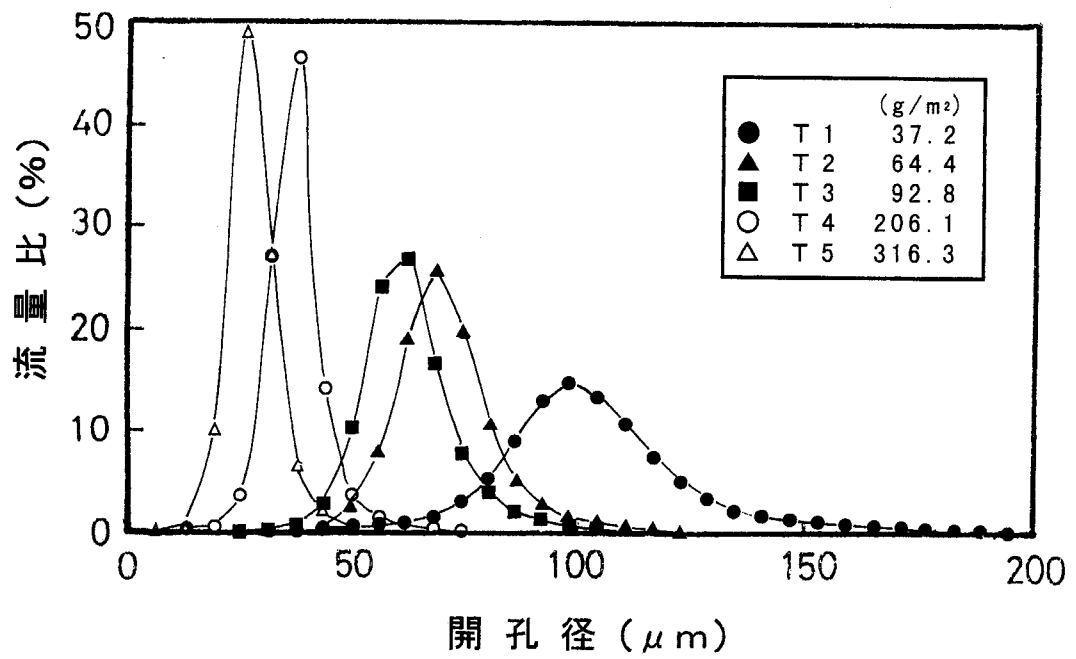


図2-11 サーマルボンドの開孔径分布
(単位面積当たりの質量の変化)

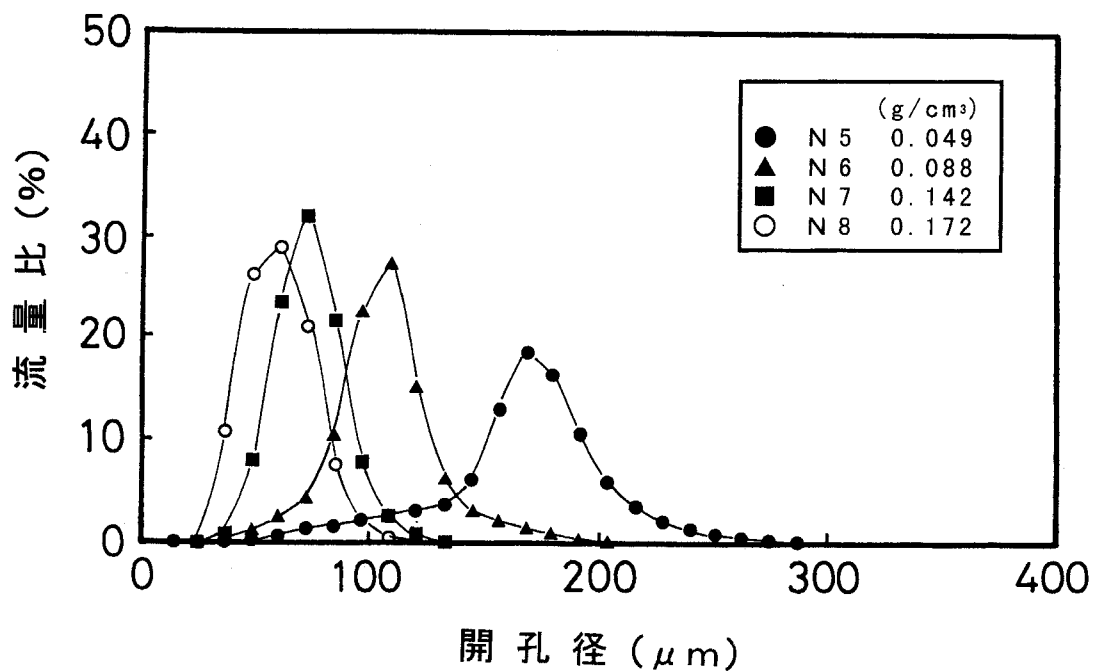


図2-12 ニードルパンチ法短繊維不織布の開孔径分布
(見掛け密度の変化)

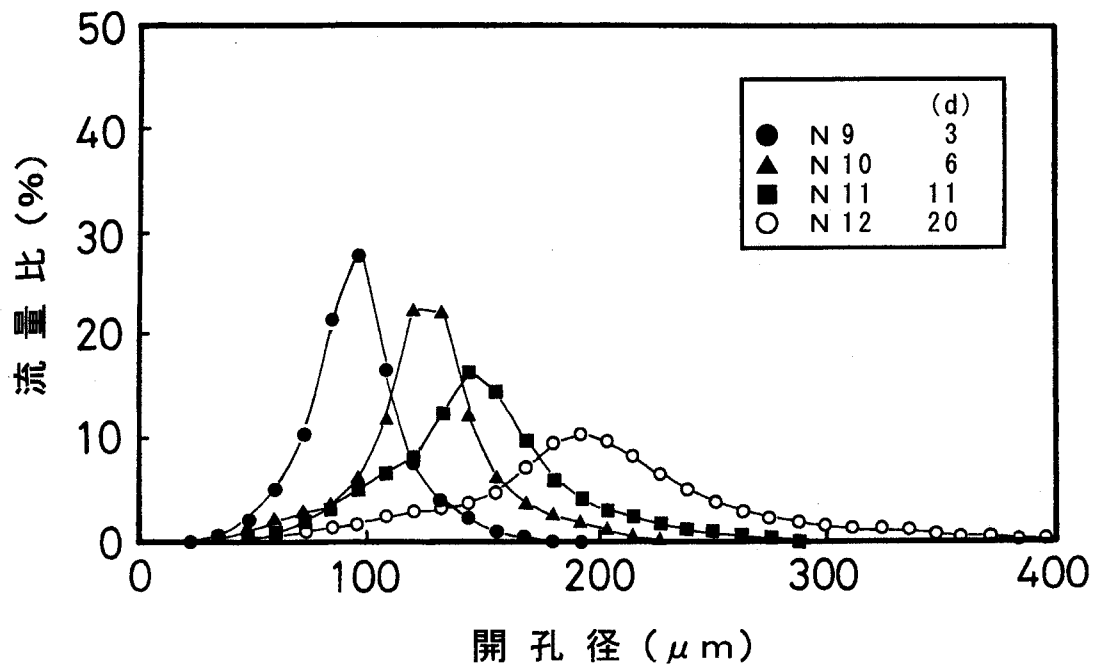


図2-13(a) ニードルパンチ法短繊維不織布の開孔径分布
(繊維織度の変化)

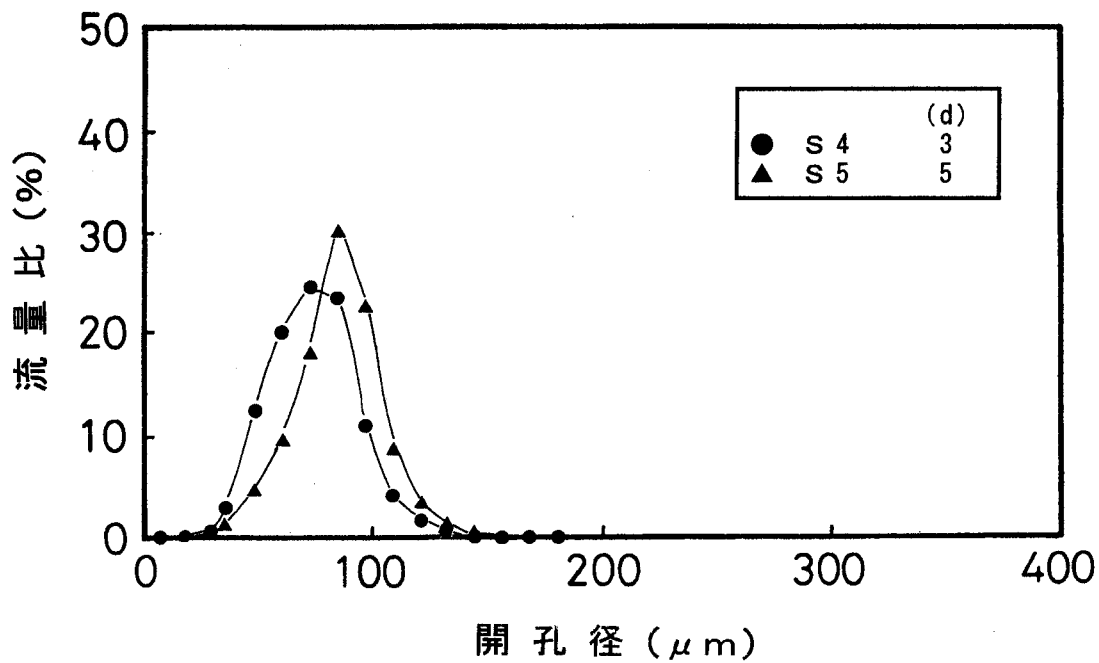


図2-13(b) スパンボンドの開孔径分布
(繊維織度の変化)

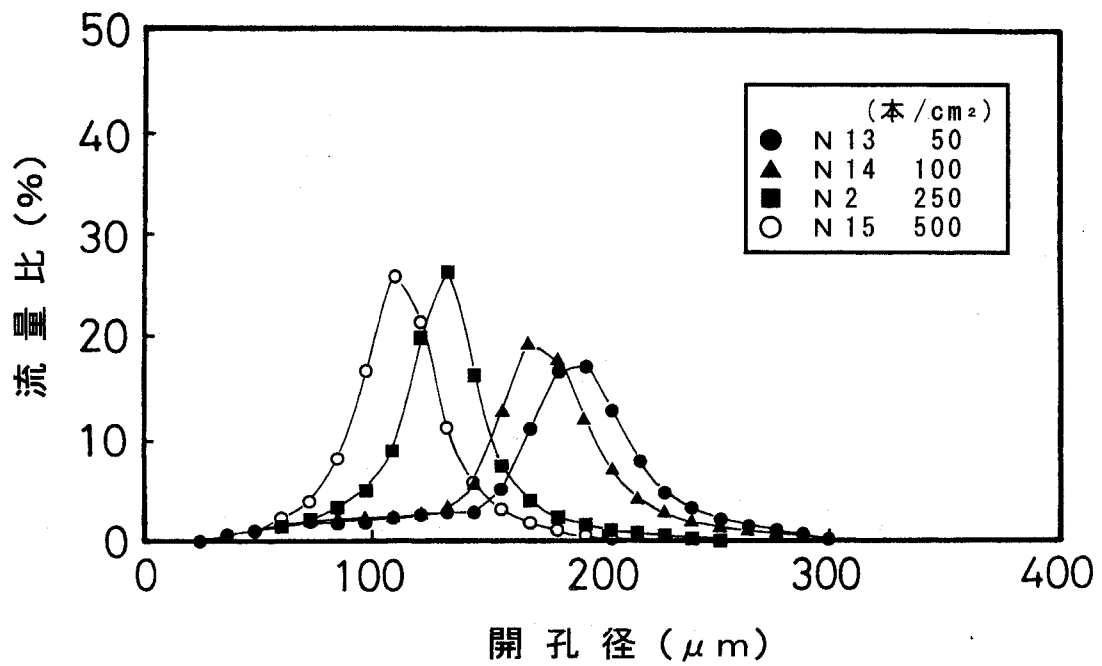


図2-14(a) ニードルパンチ法短繊維不織布の開孔径分布
(パンチ密度の変化)

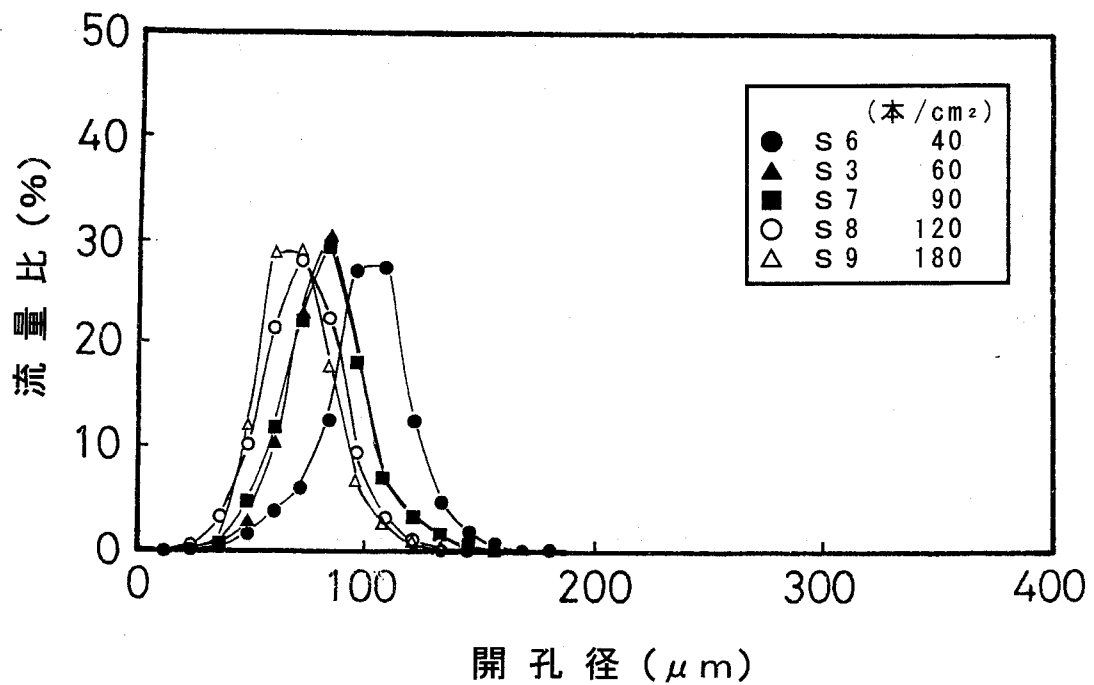


図2-14(b) スパンボンドの開孔径分布
(パンチ密度の変化)

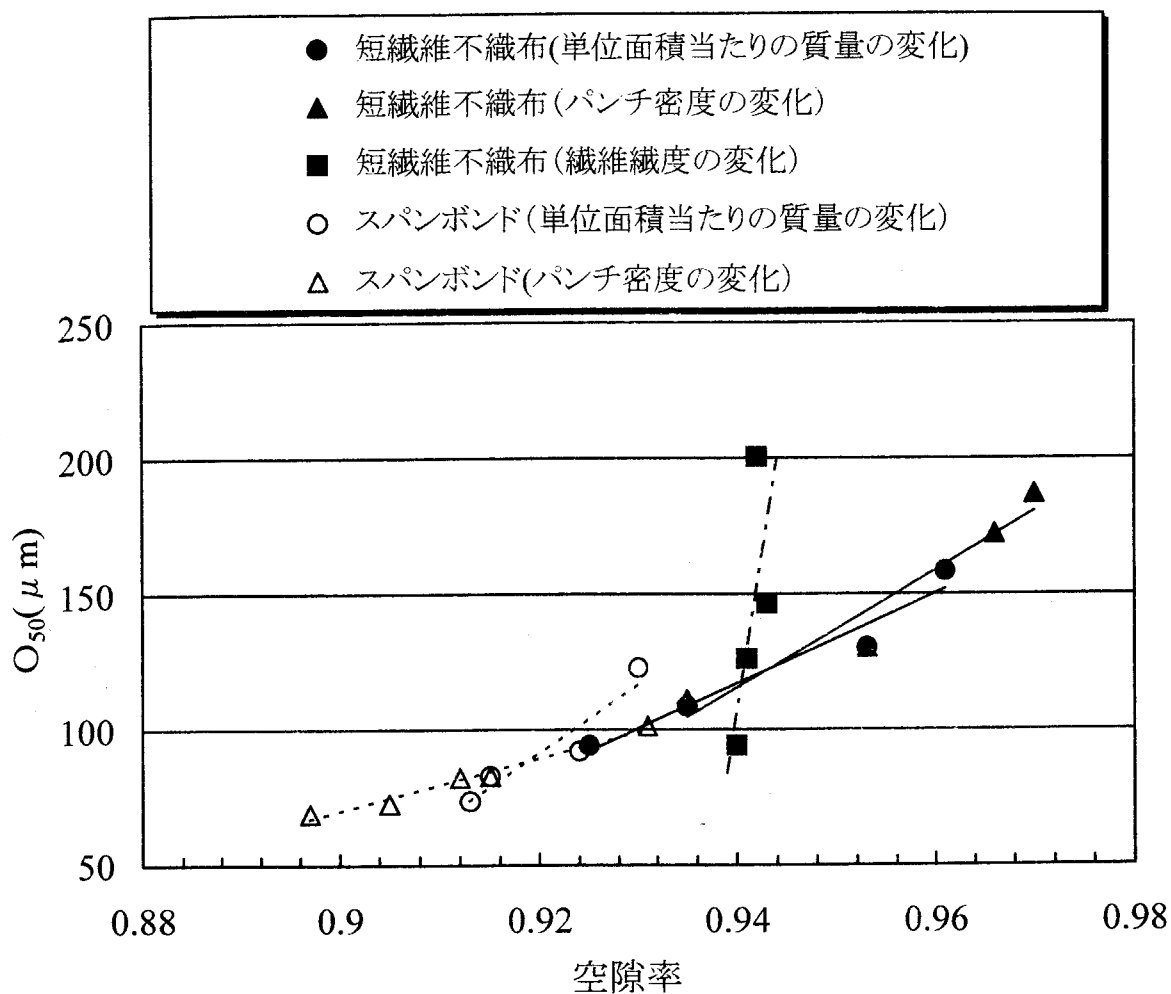


図2-15 製造パラメーターの変化が開孔径に及ぼす影響

表2-7 織物の開孔径測定結果

試 料		$O_{50}(\mu m)$	$O_{95}(\mu m)$
織 物	F 1	3 7 4.1	7 0 2.4
	F 2	2 3 5.5	4 1 8.2
	F 3	7 7.1	2 1 1.9
	F 4	---	---
	F 5	9 6.8	2 9 7.5
	F 6	2 3 7.2	4 7 5.1
	F 7	3 7 3.6	7 0 2.4

---) 測定不能

ークを持つ分布が得られた。この内、大孔径が糸間の開孔、小孔径が糸内の空隙を表していると考えられる。図2-16はこれを明確に裏付けている。すなわち、糸密度が増加するに従い大孔径のピークはより小さい方にシフトしている。試料F3は製織しうる限界の糸密度であり、目視では糸間の開孔は確認できない。これに対応して、図2-16では単一ピークで O_{50} は $77\mu\text{m}$ であり、これは糸内空隙径を示していると推察される。しかし、空隙の絶対量はきわめて小さいと考えられる。

繊維集合体の平均開孔径はKozeny・Carmanの式から式 (2.4) のように繊維直径と空隙率を用いてごく簡単に表される^{34,35)}。

$$D = \frac{4\varepsilon}{S_0(1-\varepsilon)} = d_f \cdot \frac{\varepsilon}{(1-\varepsilon)} \quad \text{式 (2.4)}$$

$$\text{ただし、} S_0 = \frac{d_f \cdot \pi l}{(d_f/2)^2 \pi l} = \frac{4}{d_f}$$

ここで、 D : 平均開孔径 (μm)

ε : 空隙率

S_0 : 繊維の単位体積当たりの比表面積 ($\mu\text{m}^2/\mu\text{m}^3$)

d_f : 繊維直径 (μm)

l : 繊維長 (μm)

図2-17に、全ての試料の平均開孔径 D と O_{50} の関係を示す。各材料毎に両値の関係は直線で近似しうる。特に、不織布については高い相関が認められる。織物のばらつきは、臨界圧法を測定原理としているので、大开孔に対する測定が不安定になることに起因していると推察される。図2-17の結果から、不織布と織物の O_{50} は、それぞれ式 (2.5) ~ 式 (2.7) のように表すことができる。

ニードルパンチ法短繊維不織布およびスパンボンド

$$O_{50} = 0.188 \cdot D + 43.1 \quad \text{式 (2.5)}$$

サーマルボンド

$$O_{50} = 0.695 \cdot D + 3.87 \quad \text{式 (2.6)}$$

織物

$$O_{50} = 6.98 \cdot D - 34.1 \quad \text{式 (2.7)}$$

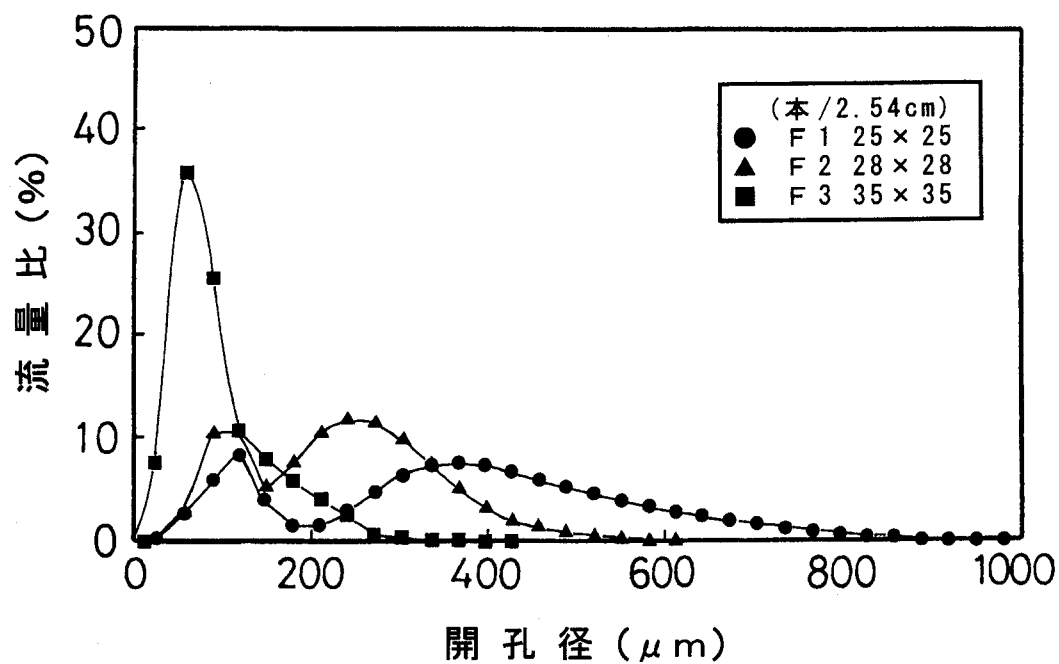


図2-16 織物の開孔径分布（糸密度の変化）

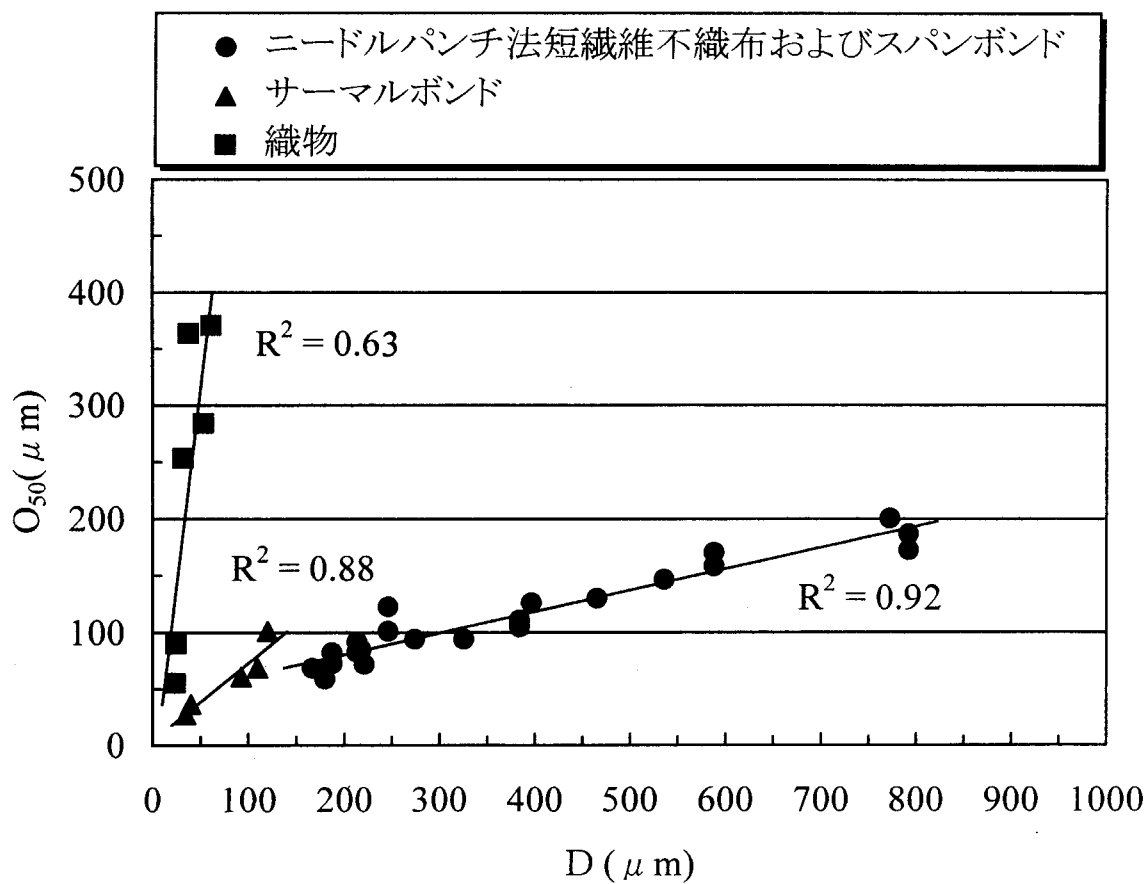


図2-17 平均開孔径 D と O_{50} の関係

一方、盛土内に敷設された状況では、土圧による材料の圧縮変形が考えられる。特に、ニードルパンチ不織布のようにかさ高い材料の場合には、その影響が大きいと推察される。図2-18は、ニードルパンチ不織布の内、短繊維不織布N2、N4、N8とスパンボンドS4、S6の上載圧下の厚さの変化を示している。5試料の繊維充填状態は表2-5から、試料N2は比較的疎、試料N4とS4、S6は流通品程度、試料N8はきわめて密（ニードルパンチの限界）である。図2-18において、試料N8以外の厚さ変化はきわめて大きい。全ての試料が98kPaまで大きく圧縮変形し、200kPa以上で各々ほぼ一定の値になる。表2-8は各上載圧下の厚さに基づき、その条件下での見掛け密度を算出したものである。49kPa下の試料N2、N4、S4、S6の見掛け密度は、同じニードルパンチ不織布N8の初荷重下の値以上であり、サーマルボンドT3（見掛け密度 0.204g/cm^3 ）に相当するレベルである。試料N8は49kPa下で、すでに試料T3レベル以上になっている。試料N8とT3の初期性能の O_{50} は、表2-6においてそれぞれ約 $60\mu\text{m}$ を示していた。

49kPa下の見掛け密度から空隙率を算出し、式（2.5）を用いて5試料の O_{50} を算出すると、 $59\sim 73\mu\text{m}$ となる。表2-8において厚さ変化がほぼ一定に達する294kPaの場合、式（2.5）から同様に算出される O_{50} は $51\sim 55\mu\text{m}$ である。ニードルパンチ不織布はかさ高く、厚みのある材料である。しかし、圧縮変形によって、49kPa程度で $60\sim 70\mu\text{m}$ の開孔径レベルの繊維集合状態になるという事実は興味深い。しかも、ニードルパンチの限界であり、最も緻密で圧縮変形の少ない材料でも同じ挙動を示している。

以上の結果から、一般的に土木で利用されるニードルパンチ不織布は、初期性能の開孔径にかかわらず、盛土内敷設時には高さ3m程度に相当する49kPa下で約 $60\sim 70\mu\text{m}$ の開孔径となる。それ以上の上載圧下ではさらに減じ、下限値は $50\mu\text{m}$ 程度であると推察される。これらの事実は、盛土内敷設されるジオシンセティックのろ過機能基準を考える上できわめて重要である。これについては、2. 2. 4で論じる。

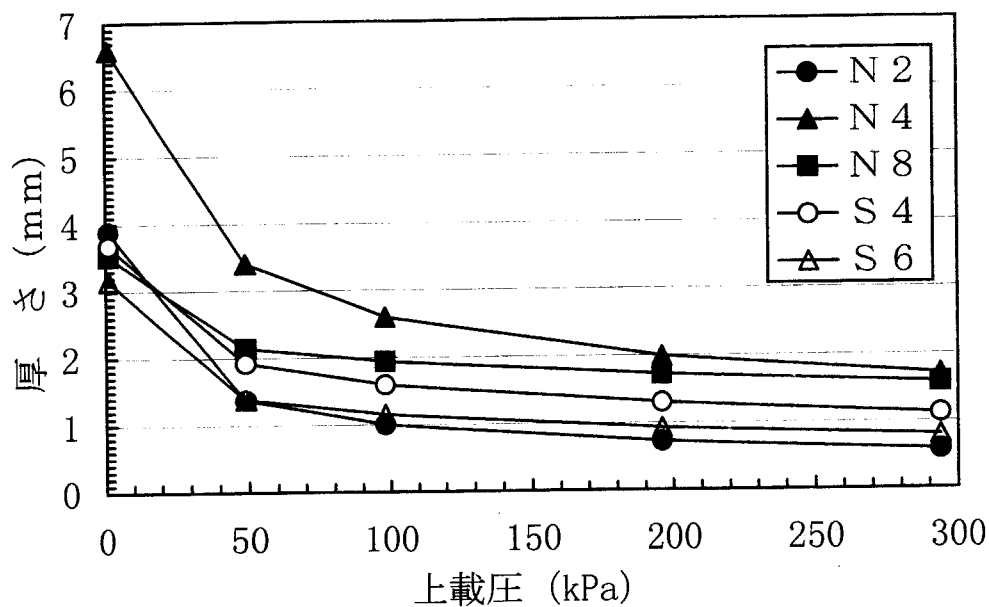


図2-18 上載圧下のニードルパンチ不織布の厚さ変化

表2-8 ニードルパンチ不織布の上載圧下の見掛け密度

試料	上載圧 (kPa)									
	0.98 (初荷重)		49		98		196		294	
	厚さ (mm)	見掛け 密度 (g/cm ³)	厚さ (mm)	見掛け 密度 (g/cm ³)	厚さ (mm)	見掛け 密度 (g/cm ³)	厚さ (mm)	見掛け 密度 (g/cm ³)	厚さ (mm)	見掛け 密度 (g/cm ³)
N2	3.89	0.065	1.37	0.185	1.00	0.254	0.72	0.353	0.58	0.438
N4	6.60	0.104	3.40	0.202	2.60	0.264	1.99	0.345	1.71	0.401
N8	3.52	0.172	2.14	0.282	1.94	0.311	1.72	0.351	1.58	0.383
S4	3.68	0.121	1.92	0.231	1.59	0.279	1.30	0.341	1.12	0.396
S6	3.16	0.095	1.38	0.216	1.15	0.260	0.92	0.325	0.80	0.373

2. 2. 3 不織布と織物の透水性

2. 2. 3. 1 垂直方向透水性の実験方法

不織布と織物の垂直方向透水性を検討するために、図2-19に示す装置を用いて透水実験を行った。この装置は測定部の一次側水圧を圧力調節弁で一定に制御でき、この時の流量と試料両側に生じる圧力損失を計測するものである。試料の有効寸法は直径10cmである。試料は2. 2. 1で作製したニードルパンチ法短繊維不織布とスパンボンド、サーマルボンドならびに織物を用いた。それらの詳細はすでに表2-5に示している。

盛土内の浸透流は層流と考えられるので、盛土内敷設されるジオシンセティックでは層流域の透水性が最も重要である。そこで、測定は全試料に関し、式(2.8)のDarcyの法則が適用できる層流域で行った。測定水温は $25 \pm 0.2^\circ\text{C}$ とした。

$$\frac{Q}{A} = v = k \frac{\Delta h}{\Delta L} = k i \quad \text{式 (2.8)}$$

ここで、Q:単位時間当たりの流量

A:面積

v:流速

k:垂直方向透水係数

Δh :水頭

ΔL :透水層長(厚さ)

i:動水勾配

さらに、本論の目的とする盛土内排水のみならず、不織布は広範な土木用途においてフィルター材として利用されるので、各製法不織布の見掛け密度を変えた試料のみを用いて、より流速の大きな、式(2.8)が適用できない乱流を含む領域での透水実験も行った。測定水温は同じく $25 \pm 0.2^\circ\text{C}$ とした。

2. 2. 3. 2 不織布と織物の材料特性値と透水性

動水勾配と流速の関係について、各材料種類の代表的な測定結果を図2-20と図2-21に示す。一般に層流から乱流に移る境界は、レイノルズ数 Re で判定で

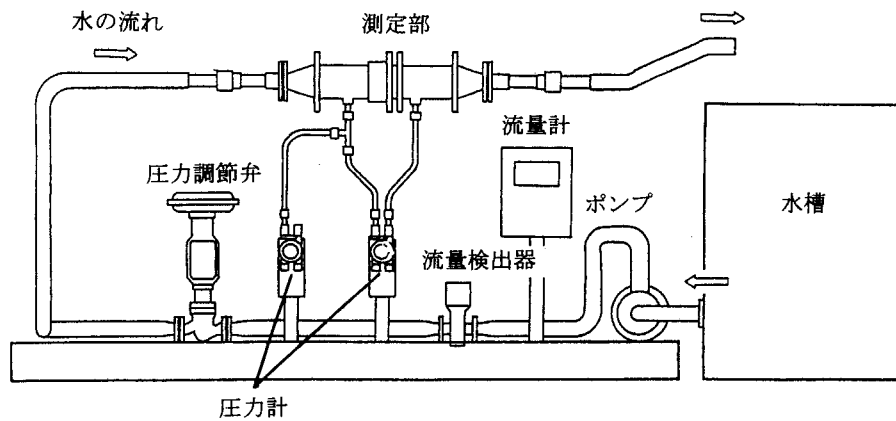


図2-19 透水性試験装置

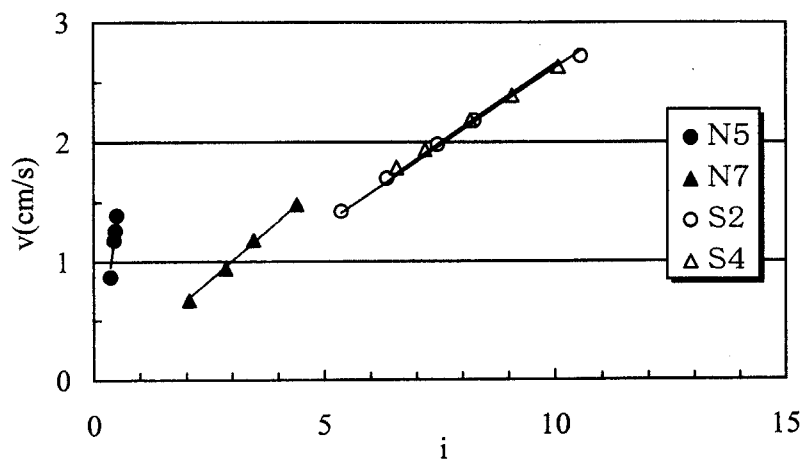


図2-20 動水勾配 i と流速 v の関係

(ニードルパンチ法短繊維不織布およびスパンボンドの測定例)

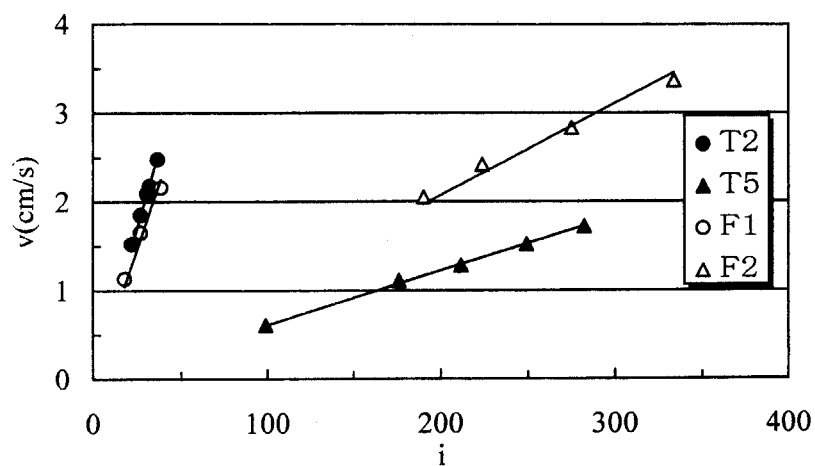


図2-21 動水勾配 i と流速 v の関係

(サーマルボンドおよび織物の測定例)

きる。例えば、土中の流れでは臨界レイノルズ数は式 (2.9) で示される³⁶⁾。

$$Re = \frac{\rho \cdot d_s \cdot v}{\eta} \leq 1 \sim 10 \quad \text{式 (2.9)}$$

ここで、 ρ :水の密度

d_s :土粒子の径

v :流速

η :水の粘性係数

式 (2.9) の d_s の代わりに実験で用いた繊維直径を代表させると、式 (2.9) から臨界流速 v_c は次のようになる。

繊維織度6(d) ; 直径24.8 (μm) $\rightarrow v_c : 3.6 \sim 36$ (cm/s)

10(d) ; 直径32.0 (μm) $\rightarrow v_c : 2.8 \sim 28$ (cm/s)

20(d) ; 直径45.3 (μm) $\rightarrow v_c : 2.0 \sim 20$ (cm/s)

本実験の結果では、ほとんどの試料が種類や製法によらず、ほぼ5cm/sまで流速が動水勾配に比例し、式 (2.8) が成り立った。そこで、この式より各々の垂直方向透水係数を算出した。その結果を表2-9に示す。最も値が小さい試料F3は、製織しうる限界の材料であるから、不織布と織物の垂直方向透水係数は $10^{-4} \sim 10^0$ cm/sの範囲にあるといえる。図2-22は空隙率と垂直方向透水係数の関係を示したものである。材料の種類毎に取りうる透水係数の範囲が限定されることがわかる。これは、材料種類や製法によって、形成しうる繊維集合状態に限界が存在するためであると考えられる。また、材料の初期性能としては、ニードルパンチ不織布が他材料に比べて透水性に優れている。

一方、図2-23に示すように、織物試料F4は0.2cm以下のごく小さい水頭でも流速が動水勾配に比例せず、式 (2.8) が適用できなかった。土粒子などの粒状層における層流から乱流への変化において、乱流はまず大きな空隙で生じる³⁷⁾と考えられているので、試料F4は糸間の開孔がきわめて大きいために、この水頭でも乱流が生じているものと推察される。

土質工学においては、土中の浸透流は式 (2.8) のDarcyの法則に従い、垂直方向透水係数 k は式 (2.10) で表せることが知られている³⁸⁾。

表2-9 垂直方向透水係数

試 料		厚 さ (mm)	単位面積当たりの 質量 (g/m ²)	垂直方向透水係数 (cm/s)
短繊維不織布 ニードルパンチ	N 1	3.30	179.9	1.6×10^0
	N 2	3.89	253.8	1.3×10^0
	N 3	5.74	513.3	8.5×10^{-1}
	N 4	6.60	685.6	7.1×10^{-1}
	N 5	3.47	170.9	2.7×10^0
	N 6	3.42	302.3	8.4×10^{-1}
	N 7	3.29	468.0	3.4×10^{-1}
	N 8	3.52	604.3	2.4×10^{-1}
	N 9	3.27	269.5	5.1×10^{-1}
	N 1 0	3.82	309.9	1.0×10^0
	N 1 1	3.89	305.9	1.9×10^0
	N 1 2	3.54	284.4	3.6×10^0
	N 1 3	6.22	257.6	3.7×10^0
	N 1 4	5.42	255.8	2.9×10^0
	N 1 5	2.92	262.1	7.7×10^{-1}
спанボンド	S 1	1.07	102.1	— — —
	S 2	2.15	226.1	2.6×10^{-1}
	S 3	2.54	297.8	2.7×10^{-1}
	S 4	3.68	443.7	2.7×10^{-1}
	S 5	3.67	440.7	4.0×10^{-1}
	S 6	3.16	298.5	4.0×10^{-1}
	S 7	2.66	321.6	2.7×10^{-1}
	S 8	2.57	336.0	2.2×10^{-1}
	S 9	2.23	318.6	2.1×10^{-1}
サーマルボンド	T 1	0.22	37.2	7.4×10^{-2}
	T 2	0.35	64.4	6.8×10^{-2}
	T 3	0.45	92.8	6.6×10^{-2}
	T 4	0.51	206.1	1.2×10^{-2}
	T 5	0.71	316.3	6.1×10^{-3}
織 物	F 1	0.44	225.7	6.1×10^{-2}
	F 2	0.44	254.7	1.0×10^{-2}
	F 3	0.49	332.9	6.7×10^{-4}
	F 4	0.30	120.7	— — —
	F 5	0.61	406.7	8.0×10^{-4}
	F 6	0.46	239.1	1.5×10^{-2}
	F 7	0.47	257.3	5.5×10^{-2}

— — —) 測定不能

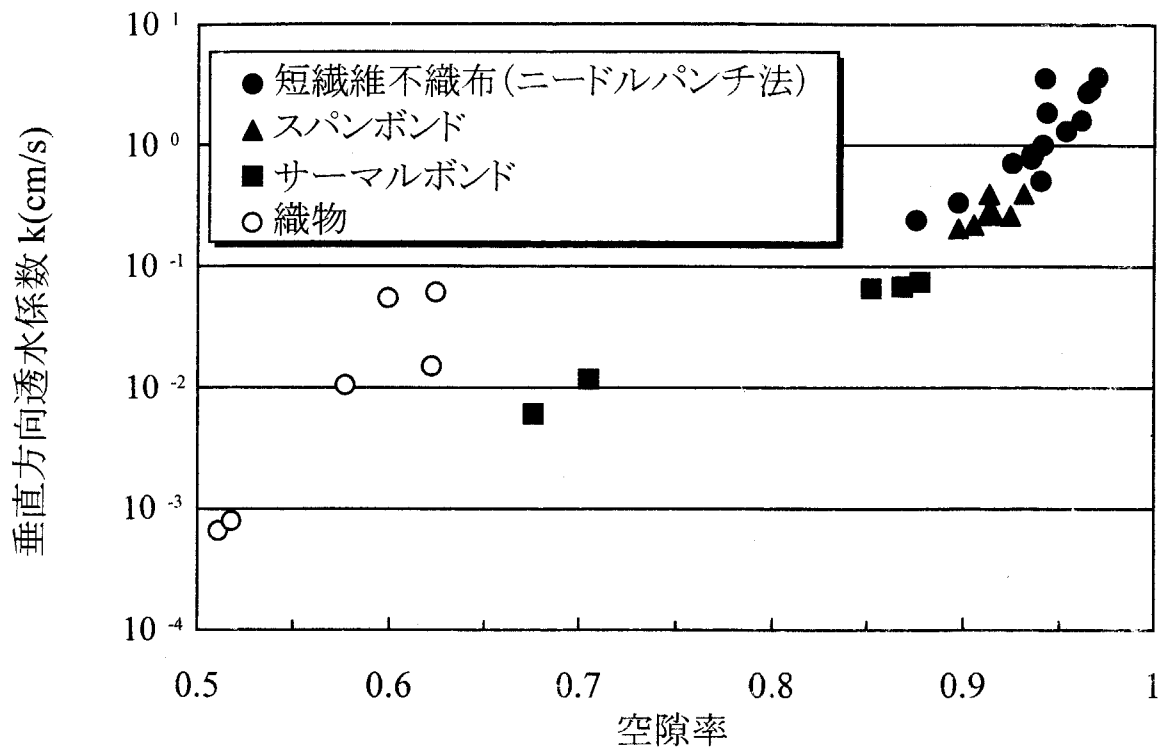


図2-22 空隙率と垂直方向透水係数

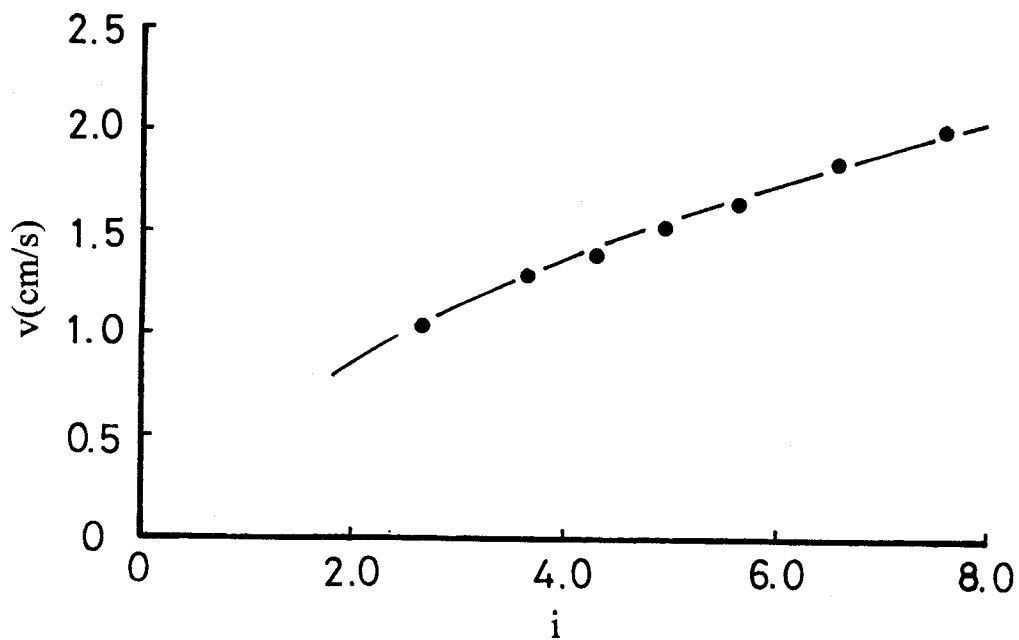


図2-23 F4の動水勾配 i と流速 v

$$k = C_s \frac{\rho g}{\eta} \cdot d_s^2 \cdot \frac{n^3}{(1-n)^2} \quad \text{式 (2.10)}$$

ここで、 g :重力加速度

n :間隙率

C_s :土粒子の集合体の形に関する係数

繊維集合体の場合、式 (2.10) の d_s を繊維直径 d_f で代表させ、また、 n は空隙率 ε に相当すると考えると、式 (2.10) は式 (2.11) のように書き改めることができる。

$$k = C \frac{\rho g}{\eta} \cdot d_f^2 \cdot \frac{\varepsilon^3}{(1-\varepsilon)^2} \quad \text{式 (2.11)}$$

ここで、 d_f :繊維直径

ε :空隙率

C :繊維集合体の形に関する係数

測定された垂直方向透水係数 k と $d_f^2 \cdot \varepsilon^3 / (1-\varepsilon)^2$ の関係を図2-24に示す。両者はきわめて高い相関で直線近似しうる。その直線の傾きから、不織布と織物の垂直方向透水係数は繊維直径と空隙率の関数として式 (2.12) で表すことができる。

$$k = 5.49 \times 10^{-3} \times \frac{\rho g}{\eta} \cdot d_f^2 \cdot \frac{\varepsilon^3}{(1-\varepsilon)^2} \quad \text{式 (2.12)}$$

ここで、 k :垂直方向透水係数 (m/s)

ρ :水の密度 (10^3 kg/m^3)

g :重力加速度 (m/s^2)

η :水の粘性係数 ($\text{Pa}\cdot\text{s}$)

d_f :繊維直径 (m)

ε :空隙率

開孔径の考察において論じたように、盛土内に敷設されたニードルパンチ不織布は土圧による圧縮変形をうけ、見掛け密度が増加する。式 (2.12) から、

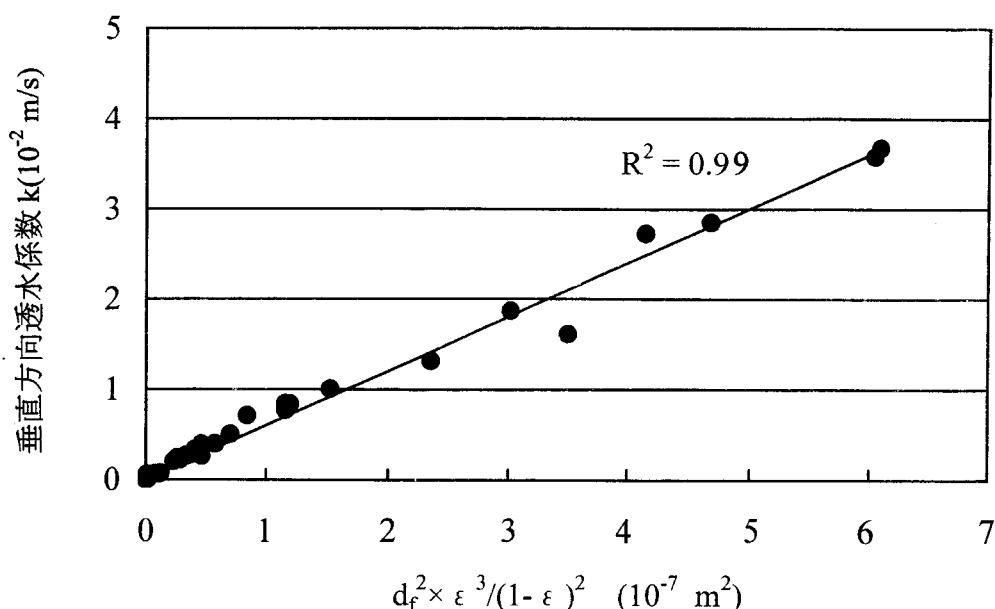


図2-24 垂直方向透水係数 k と $d_f^2 \times \epsilon^3 / (1 - \epsilon)^2$ の関係

圧縮変形による空隙率の低下は垂直方向透水係数の低減をもたらすことがわかる。圧縮時のニードルパンチ不織布の見掛け密度は、既に表2-8に示した。表2-8の見掛け密度から空隙率を算出し、式(2.12)を用いて上載圧下の垂直方向透水係数を算出した結果を表2-10に示す。この結果から、初期性能では高い透水性を有するニードルパンチ不織布であるが、盛土内敷設時の実質性能の垂直方向透水係数は49kPa下では初期性能から概ね1オーダー低下し、上載圧がそれ以上になると安全側に見積もると $10^{-3} \sim 10^{-2} \text{ cm/s}$ のオーダーにあると結論付けられる。

しかし、土の透水係数は、きれいな砂・れきの混合土 $10^{-3} \sim 10^{-1} \text{ cm/s}$ 、シルト・粘土の混合土 $10^{-7} \sim 10^{-3} \text{ cm/s}$ である。前者の場合には、排水を目的としたジオシンセティックを必要としない。したがって、本論で対象とする土の透水係数は $10^{-7} \sim 10^{-3} \text{ cm/s}$ のオーダーにある。測定試料中、 10^{-4} cm/s オーダーの試料F3、F5は製造限界の材料であるから、通常の方法はその種類を問わず、盛土内敷設時でも 10^{-3} cm/s 以上の垂直方向透水係数を有する。これは対象土の透水係数を上回る。したがって、垂直方向透水性に限定すれば、通常我が国で製造される不織布、織物は排水補強盛土に用いるGHDのフィルター材に概ね適用しうると考えられる。

表2-10 ニードルパンチ不織布の上載圧下の垂直方向透水係数

試料	初期性能 (cm/s)	上載圧下の実質性能 (cm/s)			
		49kPa下	98kPa下	196kPa下	294kPa下
N2	1.3×10^0	1.3×10^{-1}	6.0×10^{-2}	2.3×10^{-2}	1.2×10^{-2}
N4	7.1×10^{-1}	1.1×10^{-1}	5.4×10^{-2}	2.5×10^{-2}	1.6×10^{-2}
N8	2.4×10^{-1}	4.5×10^{-2}	3.4×10^{-2}	2.4×10^{-2}	1.8×10^{-2}
S4	2.7×10^{-1}	3.8×10^{-2}	2.3×10^{-2}	1.3×10^{-2}	8.2×10^{-3}
S6	4.0×10^{-1}	4.6×10^{-2}	2.8×10^{-2}	1.5×10^{-2}	9.9×10^{-3}

次に、各製法不織布に関し式(2.8)が適用できない、より流速の大きな乱流を含む領域での透水性について論じる。Wehner³⁹⁾らは繊維集合体中の流体の流れを、小さなチューブの束を通過する流れの問題としてモデル化し、式(2.13)を示している。式の右辺第1項は粘性力、第2項は慣性力である。この式において慣性力を無視し、第2項がない場合が式(2.8)のDarcyの法則に相当する。この解析ではレイノルズ数 Re と摩擦因子 f は、それぞれ式(2.15)と式(2.16)で定義されている。

$$\frac{\Delta h}{\Delta L} = a \eta v + b \rho v^2 \quad \text{式 (2.13)}$$

すなわち、

$$\frac{\Delta h}{v} = a \cdot \Delta L \cdot \eta + b \cdot \Delta L \cdot \rho \cdot v \quad \text{式 (2.14)}$$

$$Re = \frac{d_f \cdot v \cdot \rho}{(1-\varepsilon) \eta} \quad \text{式 (2.15)}$$

$$f = \frac{d_f \cdot \varepsilon^3 \cdot \Delta h}{\Delta L \cdot \rho v^2 \cdot (1-\varepsilon)} \quad \text{式 (2.16)}$$

ここで、 Δh : 水頭

ΔL : 透水層長(材料の厚さ)

v :流速

η :流体の粘性係数

ρ :流体の密度

a, b :構造によって決まる係数

d_f :繊維直径

ε :空隙率

本論では、乱流を含む領域における不織布の透水挙動の検討に、式 (2.13) のモデルを適用した。測定結果から得られた Re と f 、ならびに $1/Re$ と f の関係を図2-25、図2-26に示す。 $1/Re$ と f の関係は直線で近似しうる。したがって、式 (2.17) の関係式が得られる。

$$f = \frac{10.2}{Re} + 0.219 \quad \text{式 (2.17)}$$

式 (2.15)、式 (2.16) ならびに式 (2.17) から、係数 a 、 b は式 (2.18) と式 (2.19) で表される。

$$a = 10.2 \cdot \frac{(1-\varepsilon)^2}{d_f^2 \cdot \varepsilon^3} \quad \text{式 (2.18)}$$

$$b = 0.219 \cdot \frac{(1-\varepsilon)}{d_f \cdot \varepsilon^3} \quad \text{式 (2.19)}$$

したがって、乱流を含む領域における不織布の透水性は、式 (2.20) によって表すことができる。

$$\frac{\Delta h}{v} = 10.2 \frac{\eta \cdot \Delta L \cdot (1-\varepsilon)^2}{d_f^2 \cdot \varepsilon^3} + 0.219 \frac{\rho \cdot \Delta L \cdot (1-\varepsilon)}{d_f \cdot \varepsilon^3} \cdot v \quad \text{式 (2.20)}$$

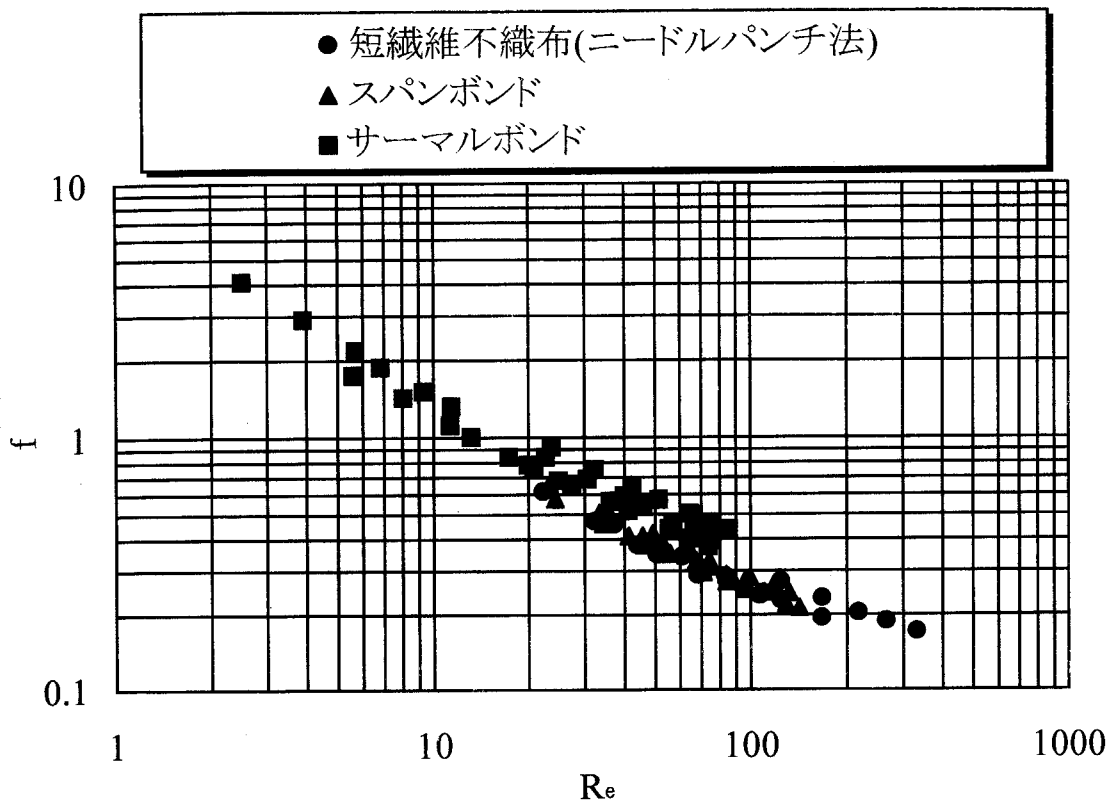


図2-25 R_e と f の関係

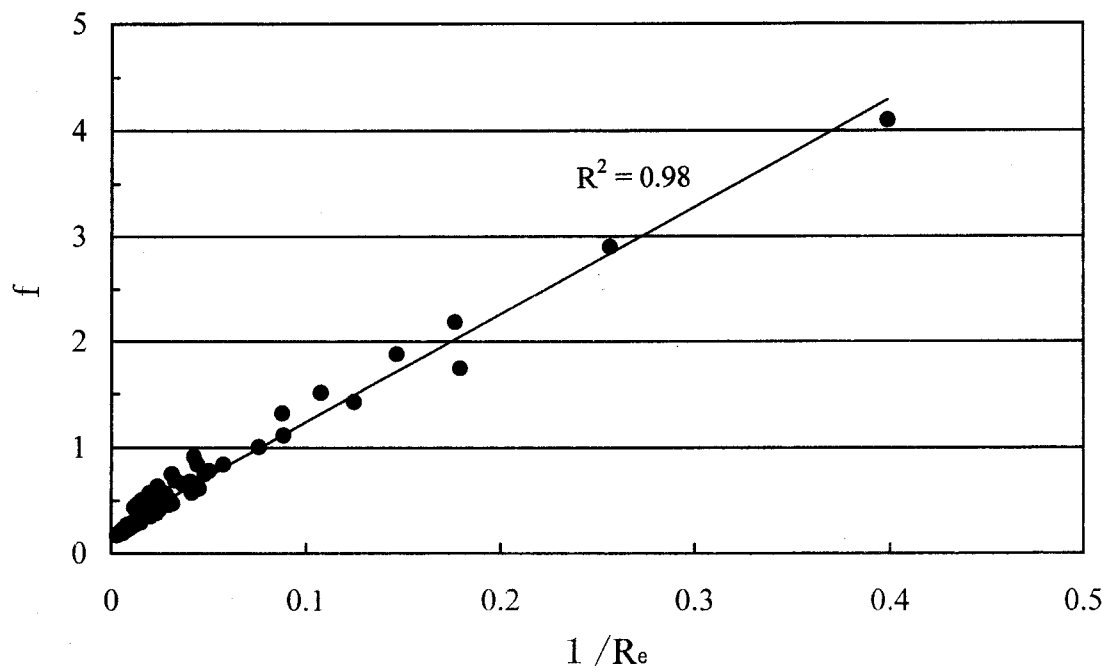


図2-26 $1/R_e$ と f の関係

2. 2. 4 土との相互作用－排水補強盛土におけるろ過機能基準－

2. 2. 4. 1 土との複合体透水実験の実験方法

ろ過機能に係わる土との相互作用を考察するために、ジオシンセティックと土との複合体透水実験を行った。実験装置の模式図を図2-27に示す。この装置は透水円筒、上載圧載荷部、給水部からなる。透水円筒は内径15cm、高さ10cmのステンレス製円筒で、その中にジオシンセティックと土の複合体を形成する。その後、加圧空気によってエアーシリンダーで複合体に所定の上載圧を加え、その条件下で一定水頭による透水実験を行うものである。試料土は、まず図2-28に示す豊浦砂と深草粘土を目開き $105\mu\text{m}$ のふるいにかけて、豊浦砂はふるいを通過しなかったもの、粘土は通過したものを用いて両者を95:5の比率で混合したものを中心に、90:10、80:20で混合した3種類を用いた。複合体は、あらかじめ透水円筒底部にジオシンセティックを設置し、試料土を入れて突き固めを行い作製した。湿潤密度は $1.70\text{g}/\text{cm}^3$ とした。透水は複合体を196kPaで圧密した後、上載圧196kPa、水頭98kPaの条件で行った。また、排水中に含まれる土粒子の粒径分布を、粒子の表面形態の影響を受けにくい電気抵抗法を用いて測定した。

この実験は盛土内敷設時を想定しているが、土粒子の移動を容易にして目詰まり等を促進することに主眼がある。したがって、粒径ギャップの大きい試料土を用い、比較的高い水頭に設定したのもこの理由による。透水終了は、原則的に累積透水量が $200\text{L}/\text{cm}^2$ 以上になることを目処とした。

また、95:5の試料土に関しては別途、 200L ($1.13\text{L}/\text{cm}^2$) までの透水を行い試料土を取り出し、図2-29の治具を用いて試料土層を切り出した。切り出しはジオシンセティックから30mmまでの範囲は2mm毎に連続して、30mm以上の部位については40、50、60、70mmの位置でそれぞれ2mm厚さの試料土層を切り出した。各試料土層は目開き $105\mu\text{m}$ のふるいを用いて砂分を除去し、粘土分のみの分散液を作製した。この分散液の粒径分布を電気抵抗法によって測定して、試料土内におけるフィルター層の生成について考察した。

実験には、2. 2. 1で作製した各種類のジオシンセティックの中から、表2-11に示す9点を用いた。それらはスパンボンドとサーマルボンドに関しては単位面積当たりの質量を、織物の場合は糸密度をそれぞれ系統的に変化させたものである。見掛け密度や O_{50} などの特性値が著しく異なる。

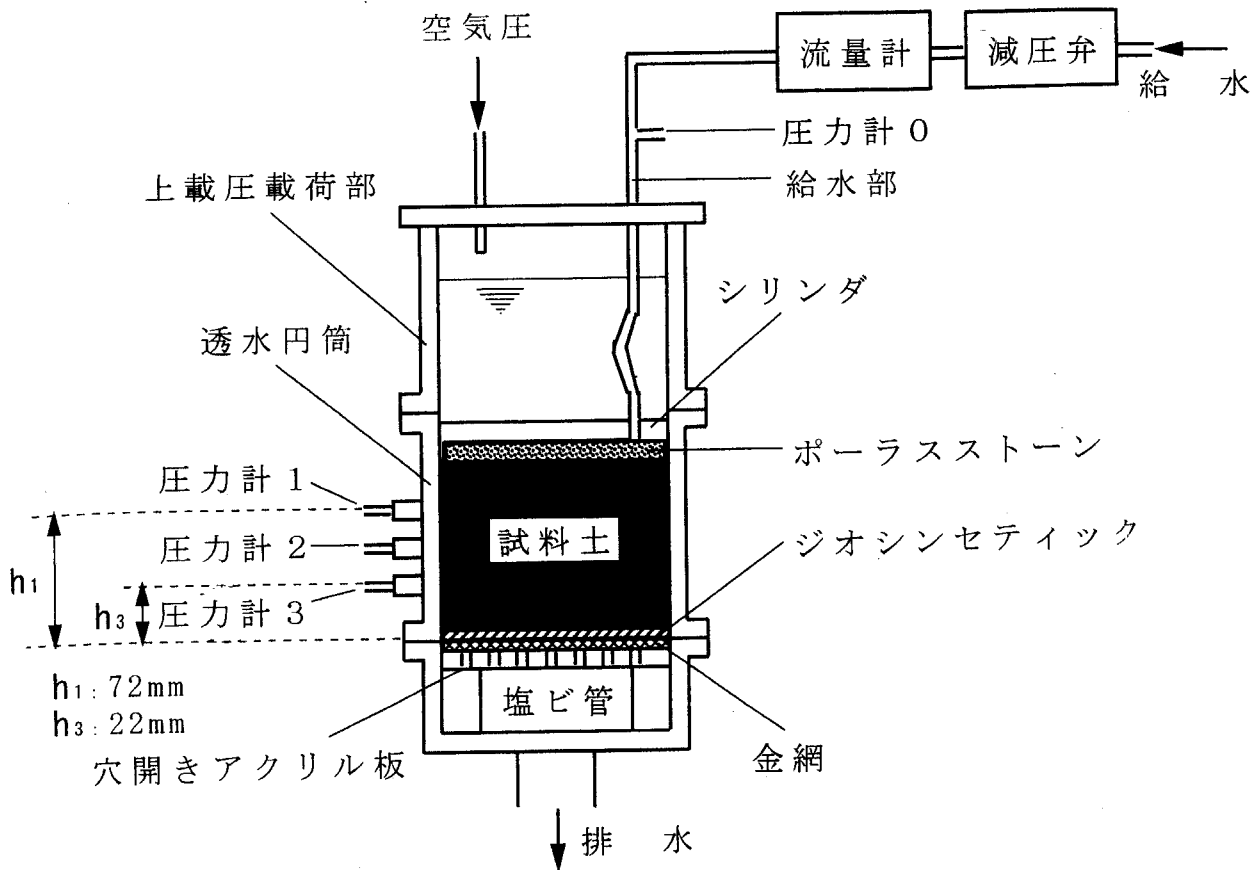


図2-27 土との複合体透水実験装置

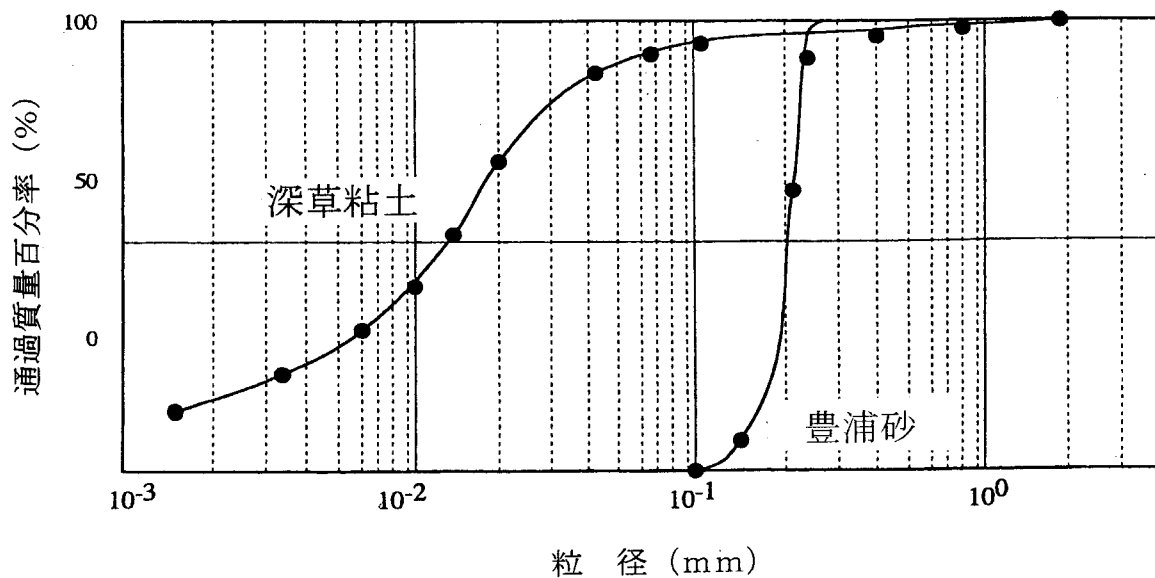


図2-28 豊浦砂と深草粘土の粒径特性

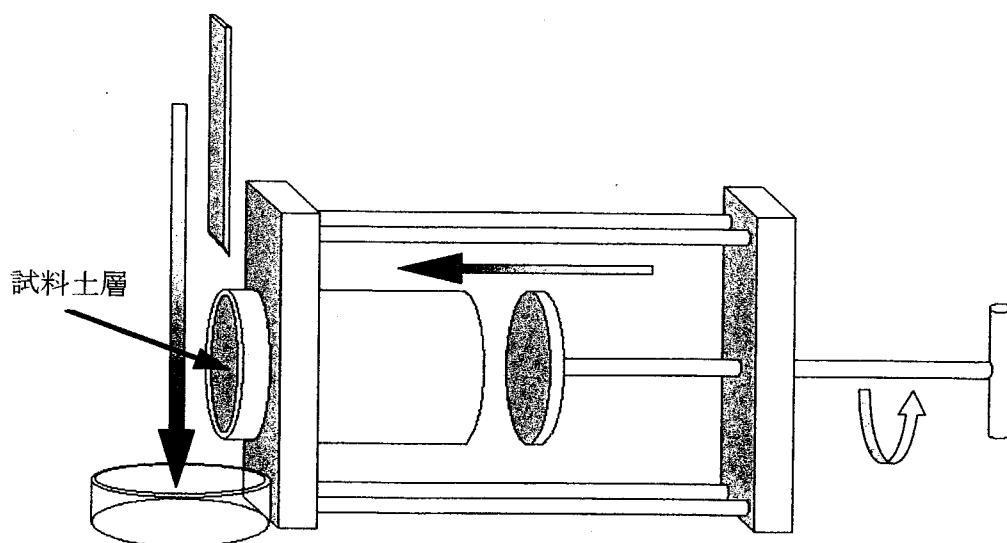


図2-29 試料土層切り出し治具

表2-11 土との複合体透水実験に用いた試料の詳細

試料名	厚 さ (mm)	単位面積当たりの質量 (g/m ²)	見掛け密度 (g/cm ³)	○ ₅₀ (μm)	垂直方向透水係数 (cm/s)
S1	1.07	102.1	0.096	122.8	-----
S3	2.54	297.8	0.117	82.9	2.7×10^{-1}
S4	3.68	443.7	0.121	73.6	2.7×10^{-1}
T1	0.22	37.2	0.169	101.4	7.4×10^{-2}
T3	0.45	92.8	0.204	61.0	6.6×10^{-2}
T5	0.71	316.3	0.447	27.2	6.1×10^{-3}
F1	0.44	225.7	0.519	374.1	6.1×10^{-2}
F2	0.44	254.7	0.584	235.5	1.0×10^{-2}
F3	0.49	332.9	0.675	77.1	6.7×10^{-4}

2. 2. 4. 2 実験結果と考察

95:5試料土の複合体の透水性を図2-30に示す。1L/cm²までは透水係数が増大し、その後一定になり100L/cm²以降から低下している。また、全ての試料が同様の傾向を示し、定常域で比較すると試料T5、F3の透水係数がやや小さいが、試料間の違いはほとんどみられない。これは、試料の厚さが試料土に比べて非常に小さいので、複合体の透水係数に及ぼす影響が小さいためであると考えられる。図2-30の結果が概ね試料土のみの透水係数を反映しているとする、定常域では $6\sim 7\times 10^{-3}$ cm/sである。この値は試料T5単体の垂直方向透水係数とほぼ同じであり、試料F3のそれを上回る。したがって、両試料に関してはきわめて臨界的な条件になっている。二木ら⁴⁰⁾は、擁壁用透水マットに関する複合体透水試験を行い、複合体の透水性は図2-31のように透水初期において幾分大きくなり、その後定常状態を経て低下する。また、土の透水性に支配されることを報告している。図2-30の結果は、この報告ときわめて類似した傾向を示している。図2-32は累積透水量と流出粘土体積の関係を示す。流出粘土体積は排水の粒径分布測定から得られたものである。透水のごく初期には試料間の違いが認められ、試料T5やF3のようにほとんど粘土粒子の流出がないものもある。約 30×10^{-3} L/cm²以降、全ての試料の流出粘土体積は減少し、きわめて微量になる。この結果は、織物F1のように開孔の大きい材料であっても、複合体透水における開孔からの土粒子流出は一時であり、材料全体の空隙率が小さければ土粒子を保持しうることを示している。 30×10^{-3} L/cm²の累積透水量は、図2-30において透水係数が増大に転じる位置に相当する。したがって、本実験の100L/cm²までの透水挙動に関して、次のように考えることができる。

透水開始から約 30×10^{-3} L/cm²までに微細土粒子の流出が終わり、安定した系が形成される。この系の透水性は、微細土粒子が流出しているので透水開始時よりも向上する。したがって複合体の透水係数は増大に転じ、約1L/cm²の透水を経て定常に至るものと推察される。

従来、水の流入が一方向の場合、土中のジオシンセティックがフィルター材として機能するとき、まずジオシンセティック直上部の細粒分が流出して、わずかに径の粗い土粒子からなるブリッジング層が形成され、その上部に細粒分が貯留されて土のフィルター層が形成されると言われている⁷⁾。したがっ

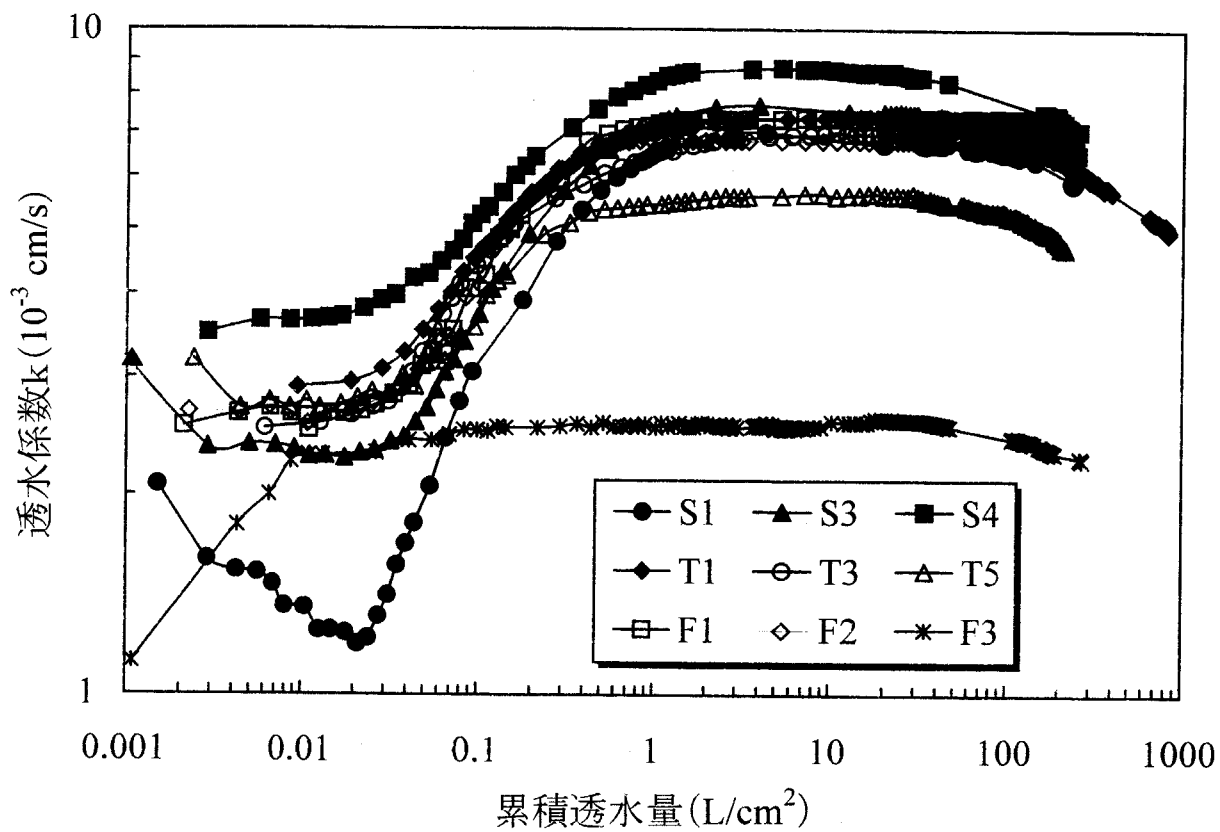


図2-30 95:5試料土の複合体の透水性

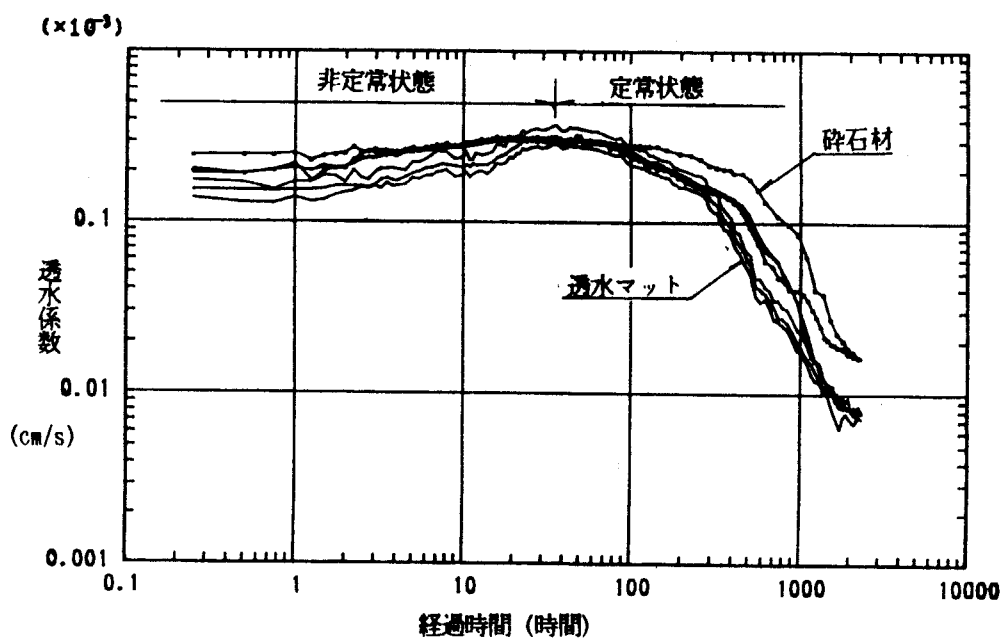


図2-31 複合体の透水性⁴⁰⁾

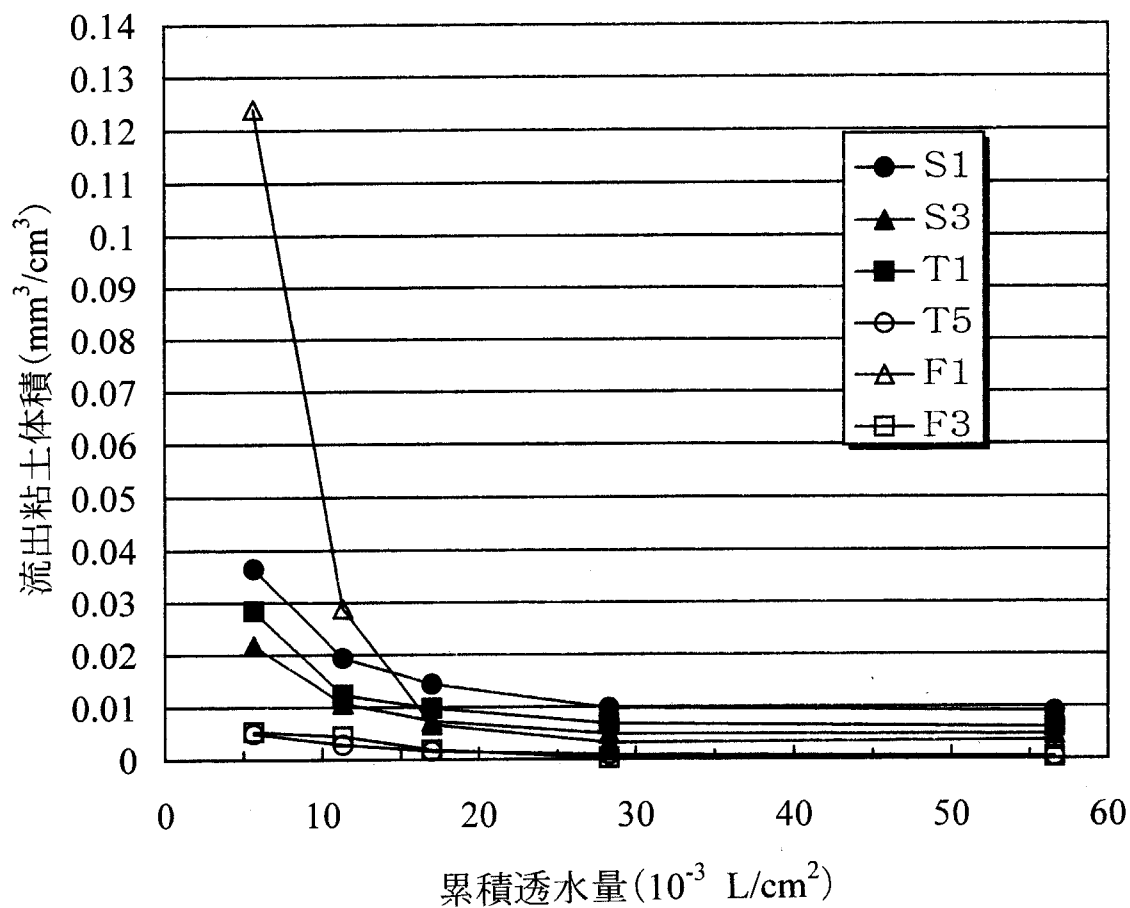


図2-32 累積透水量と流出粘土体積の関係

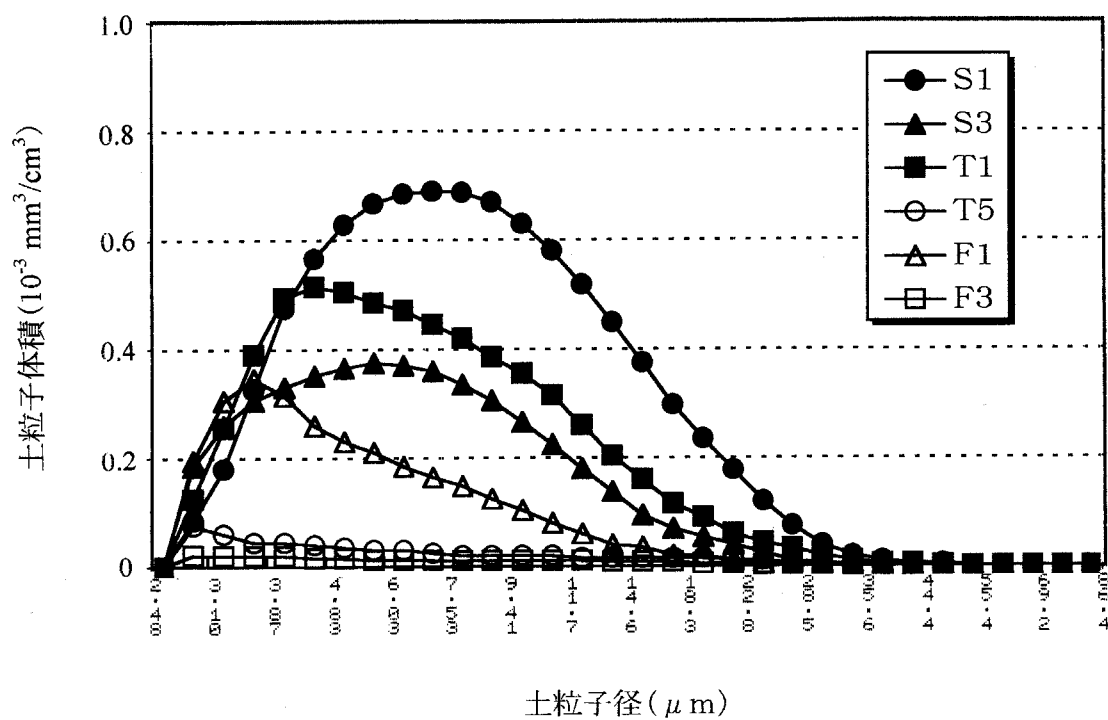


図2-33 排水の粒径分布

て、材料表面にフィルターケーキを生成することなく、微細土粒子をある程度流出し、しかし確実に土のフィルター層を形成しうる材料が必要である。

累積透水量 $28.3 \times 10^{-3} \text{L/cm}^2$ における排水の粒径分布を図2-33に示す。試料によって分布形状に違いがみられる。しかし、それらの粒径分布から得られた90%粒径 D_{90} の値は各試料概ね一致しており、 $10 \sim 20 \mu\text{m}$ の範囲であった。排水に含まれる土粒子の D_{90} が材料に支配されないことは、この時点で何らかの土のフィルターが試料土中に存在することを示唆している。

次に、試料T1に関して試料土を変えた場合の透水性を図2-34に示す。粘土比率の増加に伴い透水係数は低下するが、全体的な挙動は図2-30と同様である。図2-30では 100L/cm^2 以降から透水係数が低下した。図2-34の場合には、80:20試料土のみ約 5L/cm^2 で透水係数の低下をきたしている。二木ら⁴⁰⁾は、複合体の透水係数の低下を土試料そのものの透水能力の低下を含んだ結果として論じている。すなわち、締め固め土の透水性は時間経過とともに低下する。その原因は、土中の細粒土の移動による部分的な目詰まりや、気泡の蓄積による透水断面の減少等であるとしている。Haliburtonら⁴¹⁾は、試料中の目詰まり現象を定量的に検討するために、ジオシンセティック直上部の動水勾配と複合体中央部の動水勾配との比を動水勾配比と定義し、この値が3.0を越えると目詰まりの進行が著しくなるとしている。これを図2-27中の記号で表すと式(2.21)のようになる。

$$\text{動水勾配比} = \frac{(0 - P_3) / h_3}{(P_3 - P_1) / (h_1 - h_3)} \quad \text{式 (2.21)}$$

ここで、 P_1 : 透水円筒側面に設置した圧力計1の値

P_3 : 透水円筒側面に設置した圧力計3の値

h_1 : 試料底面から圧力計1までの距離

h_3 : 試料底面から圧力計3までの距離

図2-35に、試料T1と3種類の試料土の複合体透水時における動水勾配比の変化を示す。動水勾配比の値は透水初期に比較的大きいものの徐々に低下し、それぞれ定常状態に達して以降、概ね1.0あるいはそれ以下で推移している。また、図2-34において80:20試料土の場合は、かなり早い段階で透水係数低下が生じているが、動水勾配比は最も小さな値である。透水係数低下の原因が

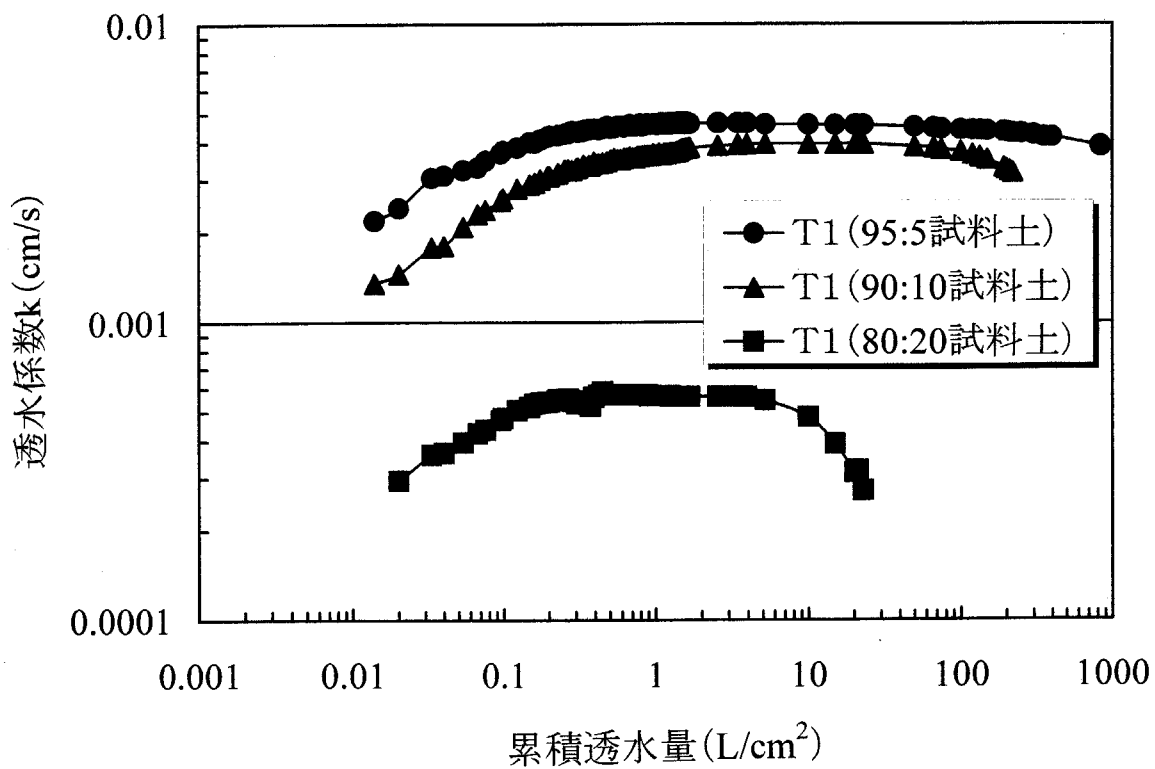


図2-34 複合体の透水性に及ぼす粘土比率の影響

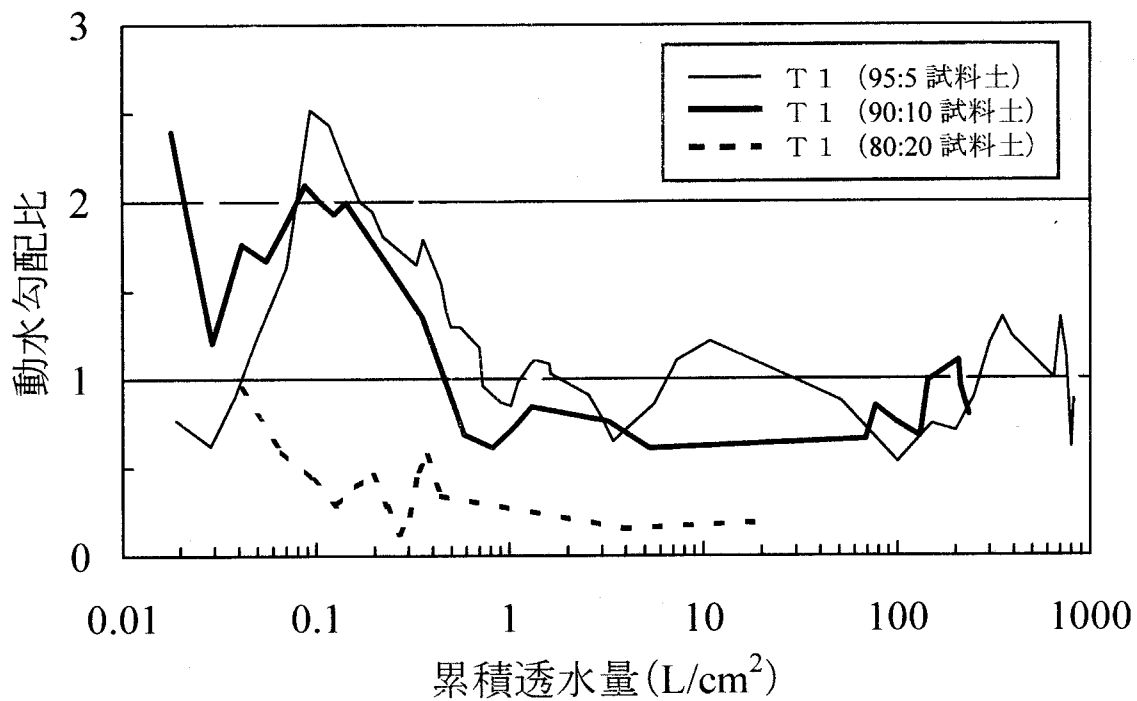


図2-35 T 1 と 3 種類の試料土の複合体透水における動水勾配比

試料の目詰まりによるものならば、粘土比率の小さい試料土の方が微細粒子の移動が活発であるから、より早い段階で透水係数低下が生じると考えられる。また、粘土比率が高いほど土の構造が密になるので、土自体の部分的な目詰まりや気泡の蓄積が発生しやすくなる。

以上の考察から、図2-34の定常状態後の透水係数低下は、二木らが推論しているように、土自体の透水性低下に起因していると考えられる。したがって、定常状態後の透水係数低下は試料の目詰まりに起因するものではないと推察される。

次に、試料土内におけるフィルター層の生成について論じる。95:5試料土に関し、200L ($1.13\text{L}/\text{cm}^2$) 透水した後に試料土を取り出し、2mm厚さの試料土層を順次切り出し、粘土分のみを分離して粒径分布測定を行った。また、透水円筒内に所定の条件で試料土を詰めた後、透水しない場合の粘土分の粒径分布も同様の方法で測定した。2つの測定結果を用いて、透水しない試料土の粘土分を1とし、透水後の粘土分の比率を算出して、これを透水前後の粘土比とした。なお、図2-30の結果から、 $1.13\text{L}/\text{cm}^2$ の透水量は透水が定常状態に達した直後に相当している。図2-36～図2-38は、試料からの各位置における透水前後の粘土比を、試料種類別に示したものである。試料T5とF3を除いて、試料直上部の粘土比が減じている。また、必ずしも明確ではないが粘土比の小さい領域の直上部に、相対的にごくわずかな粘土比の大きい部分が認められる。試料直上部の粘土比の小さい領域がブリッジング層に相当し、粘土比の大きい部分が土のフィルター層であると推察される。

さらにサーマルボンドと織物の場合、見掛け密度の減少に伴い試料からより離れた部位まで粘土比が減じる傾向が認められる。しかし、ニードルパンチ不織布の場合には顕著ではない。これは、2.2.2で論じたこの材料の圧縮による見掛け密度の均一化に起因していると考えられる。さらに、ブリッジング層相当領域の面積（粘土比1.0の直線より下の谷の部分）を図上で比較すると、試料T3、F1、F2が比較的小さい。すなわち、土粒子の流出が少ない。この結果からも、土粒子の流出は開孔径よりも見掛け密度に支配されることがわかる。

一方、試料T5とF3の場合、明らかに試料表面直上部の粘土比が増大している。写真2-1は、試料F3と95:5試料土の透水（約 $270\text{L}/\text{cm}^2$ ）終了後の状況を示す。

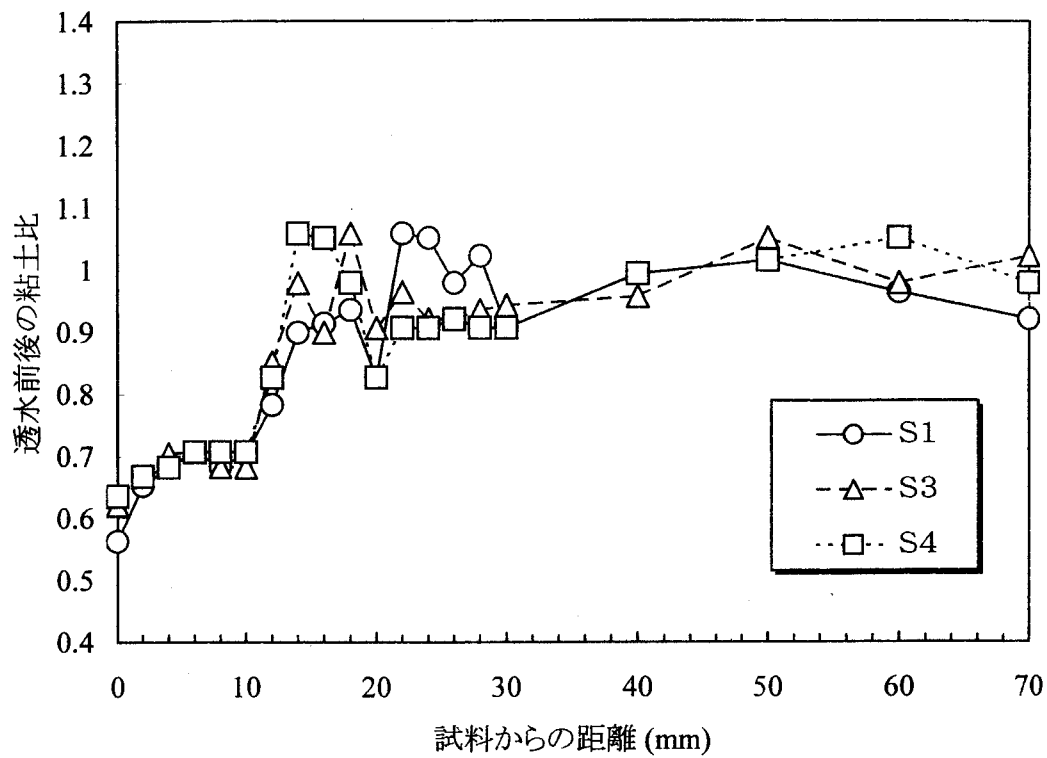


図2-36 試料からの各位置における透水前後の粘土比
(ニードルパンチ不織布)

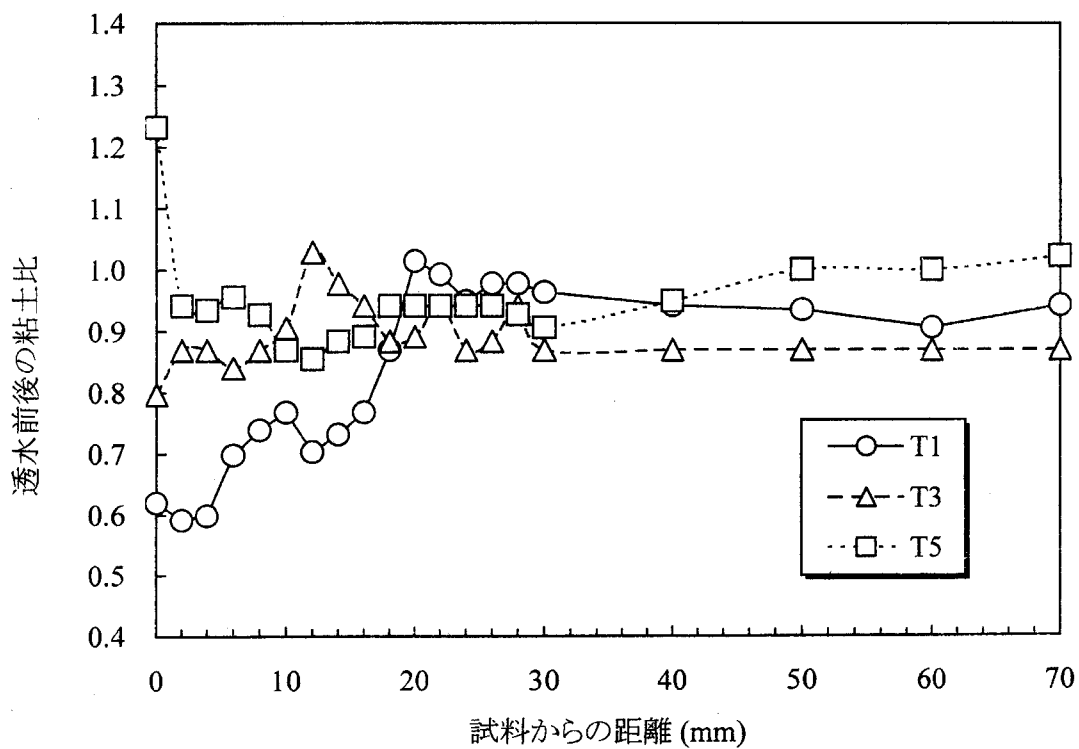


図2-37 試料からの各位置における透水前後の粘土比
(サーマルボンド不織布)

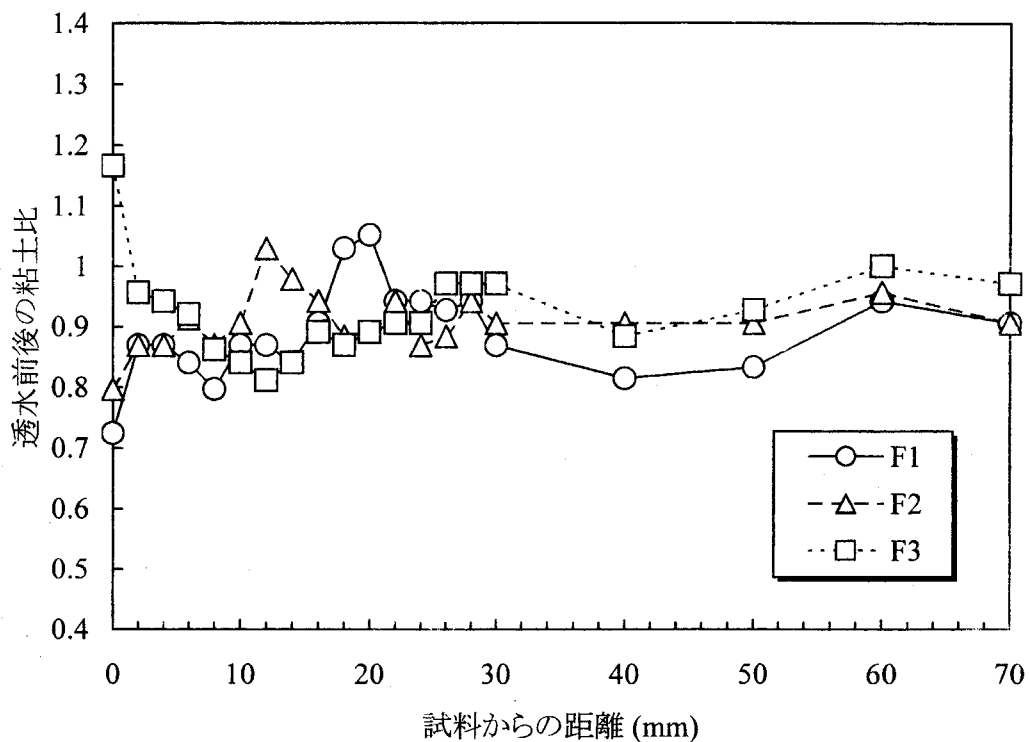


図2-38 試料からの各位置における透水前後の粘土比（織物）

試料表面直上部に粘土の滞留が進み、厚さ約1mmのフィルターケーキが生成されているのがわかる。また、図2-39に95:5試料土の複合体透水時における代表的試料の動水勾配比を示す。試料S1、S4およびT1の場合、動水勾配比は2以下であるが試料F3では5以上、試料T5も3～4に達している。試料T5、F3における高い動水勾配比の値は、試料表面直上部の粘土比増大に起因し、それは両試料が限界レベルの緻密な繊維集合体であり、垂直方向透水係数が試料土に対して臨界的な値であったことが原因であると考えられる。さらに、それらの結果は、土粒子移動を容易にして相当量の透水を行っても複合体透水の場合には、通常使用しない特殊な材料以外は、目詰まりなど材料に起因した透水性低下は生じないということを示している。

従来、排水材に用いられるジオシンセティックのろ過機能に関する基準^{4,2)}が数多く提案されている。しかし、本論が対象とする粘性土の透水係数は、この実験で用いた試料土よりも更に小さい。したがって、これまで論じた実験結果から、排水補強盛土に適用するジオシンセティックフィルター材のろ過機能基準を次のように考えることができる。



写真2-1 F 3 と95:5試料土の透水終了後の状況

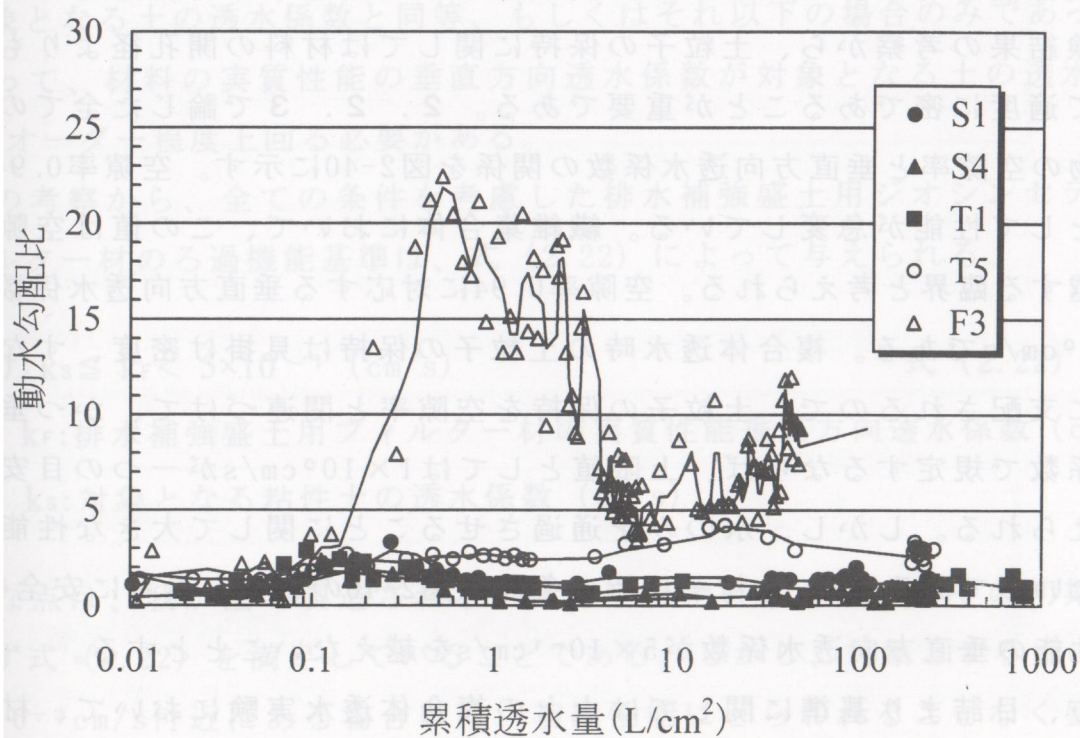


図2-39 動水勾配比

2. 3 代表的ジオシンセティックの耐久性の評価

2. 3. 1 化学的安定性と耐候性の評価方法

火山地帯の多い我が国の国土や、地盤改良におけるセメント系固化材の使用等を考慮すると、土中での化学的作用による長期的な材料劣化特性の把握が重要である。特に、恒久的な用途に用いる場合にはその必要性が高い。また、ジオシンセティックは高分子材料であるから、長期間直射日光、雨雪にさらされる場合には強度低下を生じるおそれがある。

化学的安定性や耐候性は、主として原料素材によって決定される。ポリプロピレンやポリエチレンは化学的にはきわめて安定で、耐候性に関しても安定剤の添加による改善が図られている。また、本論の排水補強盛土用途の場合、土中に敷設されるのであるから、耐候性の問題は比較的小さい。一方、ポリエステルは日本の土木用途で最も多く用いられているので、GHDの開発においてもその利用が考えられる。しかし、この素材は化学的安定性に対する懸念があり、織物等に用いられる高強力ポリエステルに比べて、例えばスパンボンドの原料は結晶化度が低いので、確認の必要がある。そこで、永久的利用を図るための耐久性検証の見地から、ポリエステルを素材とするジオシンセティックの化学的安定性と耐候性を、以下に示す促進的な方法によって評価した。

まず、化学的安定性に関しては、我が国の一般的な土質条件においては、化学的な土中条件はpH5～9である。また、火山地帯や温泉地では $\text{pH} \leq 4$ 、セメント系固化材による地盤改良の場合には $\text{pH} \geq 10$ の条件が考えられる。そこで、それらの土中条件を考慮して表2-12に示す10種類の試験液に長時間浸漬し、促進を図った。試験液は蒸留水と塩化ナトリウム溶液、および低濃度と高濃度の各種酸・アルカリ溶液からなる。化学的安定性は、それぞれの試験液から所定時間毎に試料を取り出し中和処理を行った後、引張り試験を行い原試料に対する引張り強度保持率で評価した。

また、耐候性はサンシャインウェザーメーターによる促進暴露試験を行った。試験条件を表2-13に示す。耐候性評価は所定の暴露時間毎に試料を取り出し風乾後、引張り試験を行い原試料に対する引張り強度保持率で評価した。

評価試料には、ポリエステルの織物と不織布（スパンボンド）を用いた。その特性を表2-14に示す。なお、2つの性能評価における引張り試験は定速伸

表2-12 化学的安定性試験方法の詳細

試験方法	J I S K 7 1 1 4 準用
試 験 液	イ) 蒸留水 ロ) 塩化ナトリウム 3.0%溶液 (重量比) ハ) 水酸化カルシウム 0.1%溶液 (") [pH 約12.1] ニ) 水酸化ナトリウム 0.1%溶液 (") [pH 約12.0] ホ) 硫酸 0.1%溶液 (") [pH 約 1.9] ヘ) 塩酸 0.1%溶液 (") [pH 約 1.9] ト) 水酸化カルシウム 飽和溶液 (") [pH 約12.3] チ) 水酸化ナトリウム 10%溶液 (") [pH 約14] リ) 硫酸 10%溶液 (") [pH 約 0] ヌ) 塩酸 10%溶液 (") [pH 約 0]
浸漬温度	50 ± 2℃
浸漬時間	250, 500, 750, 1000時間

表2-13 耐候性試験方法

試験方法	J I S A 1415 WS型による促進暴露試験
ブラックパネル温度	: 63 ± 3℃
スプレーサイクル	: 120分中18分
暴露時間	: 100, 200, 400, 1000, 2000時間

表2-14 化学的安定性と耐候性評価試料

試 料	厚さ (mm)	単位面積当たりの質量 (g / m ²)
織 物	0.5	339.8
不 織 布 (スパンボンド)	3.0	351.3

長型引張り試験機を用いて、つかみ幅：織物3cm、不織布5cm、つかみ間隔：10cm、引張り速度：10cm/minの条件で行った。

2. 3. 2 化学的安定性と耐候性の評価結果

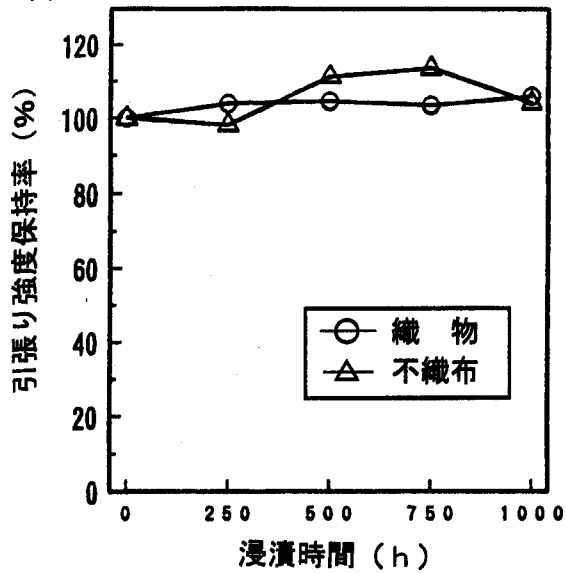
本論で実施した化学的安定性促進試験において、化学反応速度論的な考え方を必ずしもそのまま適用することはできないが、一般には酸・アルカリによる化学反応速度は温度が10℃変化すれば2倍、pHが1変化すれば1桁変化すると考えられている。したがって、ひとつの目安としてこの考え方を当てはめてみると、20℃、pH8の土質条件に対し、例えば50℃、pH12の試験条件は $2^3 \times 10^4$ の促進倍率となる。化学的安定性の評価結果を図2-41と図2-42に示す。図2-41の結果から、引張り強度のばらつきを考慮しても、低濃度の条件では酸、アルカリによる強度劣化の影響は少ない。図2-42の高濃度の場合でも耐酸性は、10%濃度のきわめて強い硫酸、塩酸に対しても強度低下はみられない。しかし、アルカリに関しては、水酸化カルシウム飽和液では不織布が30～40%の強度低下、水酸化ナトリウム10%溶液では完全に分解している。

以上の結果から、土木用の原料素材の中では比較的、化学的安定性が懸念されるポリエステルでも、我が国の一般的な土質条件における利用は支障がないと考えられる。耐酸性に関しても、高濃度強酸の土壌条件であっても問題がない。また、我が国において実用上、高濃度の水酸化ナトリウムが存在する土壌など想定できないので、これに対する挙動は重要視する必要がないと考えられる。しかし、水酸化カルシウム飽和液に対する強度低下は、セメント系固化材を使用した地盤における挙動を反映していると想定できる。したがって、高濃度の強アルカリという特殊な条件では、ポリエステルの使用は避ける必要がある。

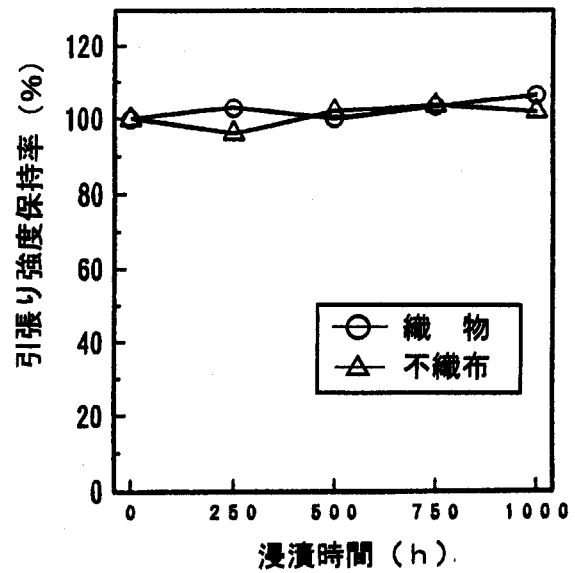
耐候性の評価結果を図2-43に示す。サンシャインウェザーメーターによる促進は、地理的条件や季節によって異なるものの、従来の報告では促進暴露500～700時間⁴³⁾が屋外暴露の1年程度に相当すると見なすようである。図2-43の結果では暴露時間2000時間で不織布の場合、初期性能の60%に、織物では10%に強度が低下している。特に、厚みの薄い織物の場合、比較的早い暴露段階で大きな強度低下が生じ、劣化が顕著である。

以上の結果から、土中で使用する場合には問題がないものの、施工前の保

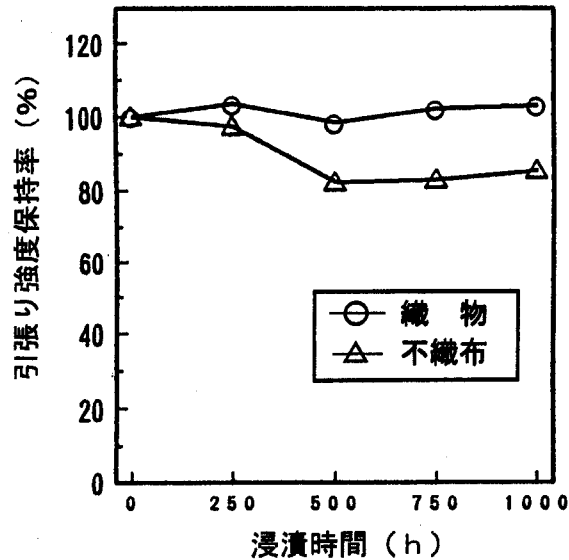
イ) 蒸留水



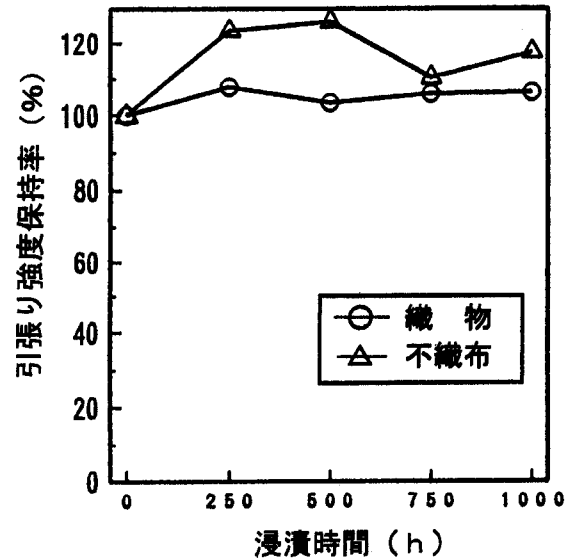
ロ) 塩化ナトリウム 3.0%溶液



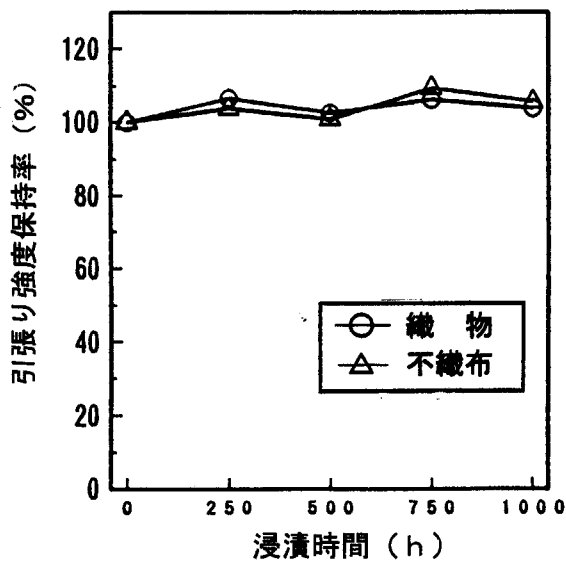
ハ) 水酸化カルシウム 0.1%溶液



ニ) 水酸化ナトリウム 0.1%溶液



ホ) 硫酸 0.1%溶液



ヘ) 塩酸 0.1%溶液

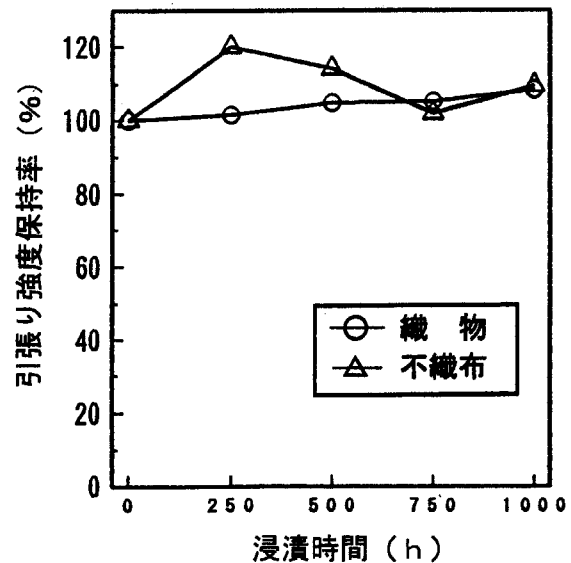
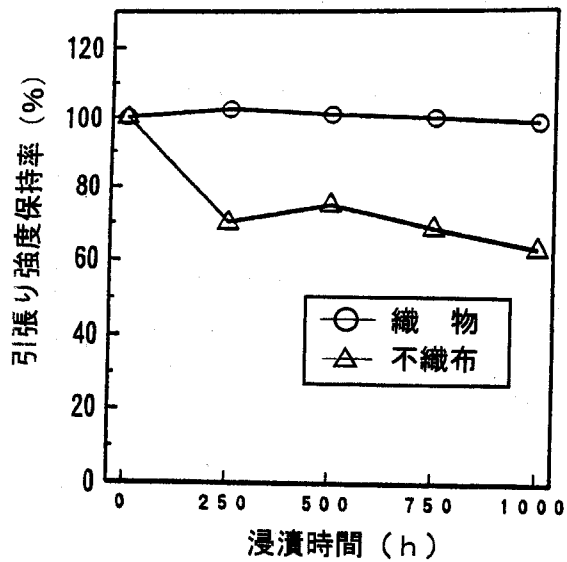
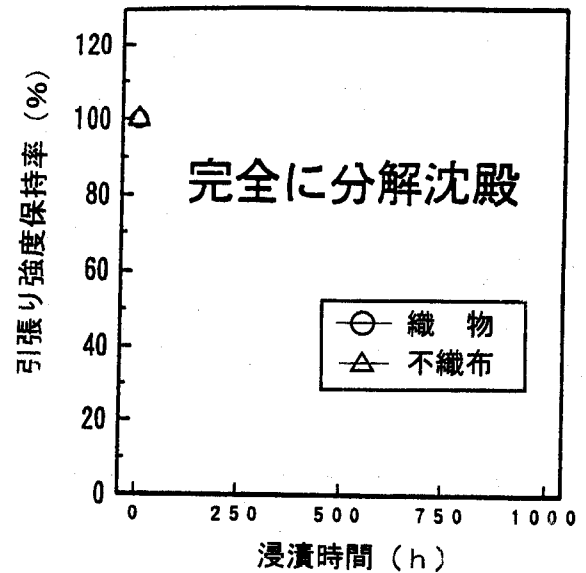


図2-41 化学的安定性試験による引張り強度保持率の変化(低濃度の酸・アルカリ)

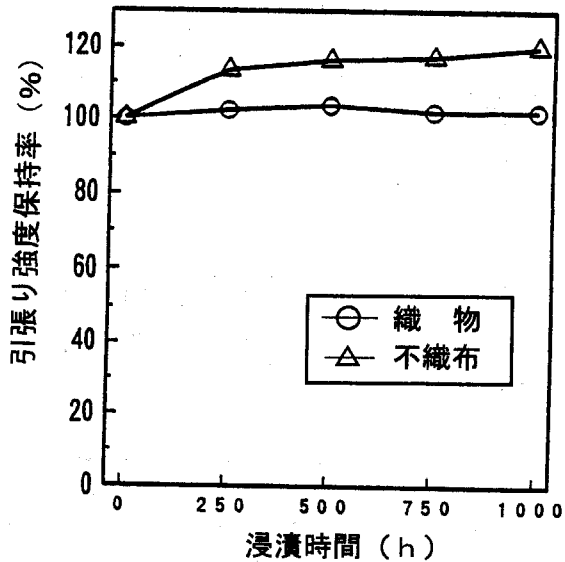
ト) 水酸化カルシウム 飽和溶液



チ) 水酸化ナトリウム 10%溶液



リ) 硫酸 10%溶液



ヌ) 塩酸 10%溶液

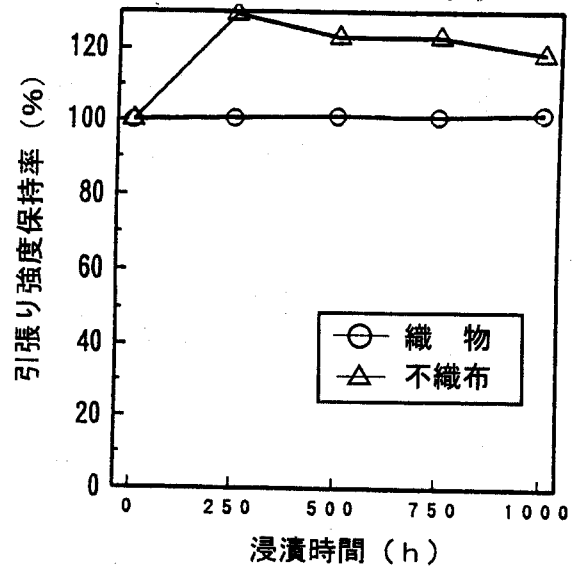


図2-42 化学的安定性試験による引張り強度保持率の変化(高濃度の酸・アルカ

管時に長期間暴露状態で放置するなど、長期に直射日光の暴露を受けることは避ける必要がある。

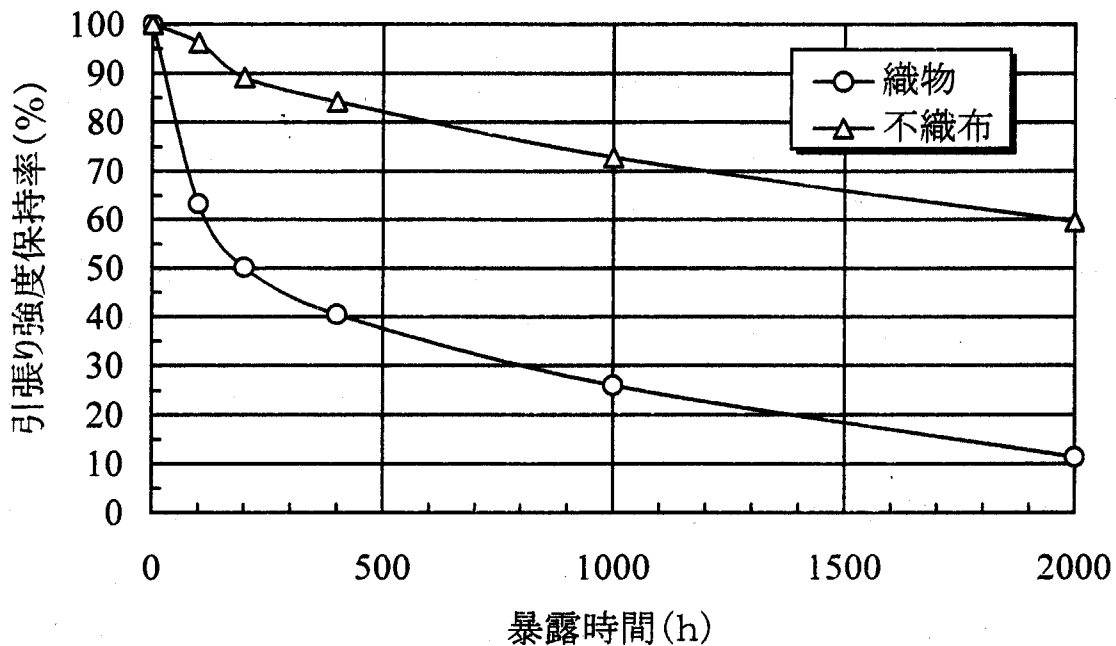


図2-43 耐候性試験による引張り強度保持率の変化

2. 4 材料特性評価に基づいたGHDの開発

2. 4. 1 開発材料の基本的な考え方

本論で開発するGHDは排水、補強両機能を有するジオシンセティックである。したがって、GHDの基本的な構成としてフィルター部材、排水部材、補強部材からなる複合的なジオコンポジット材料が、まず考えられる。3つの部材に求められる基本概念は、フィルター部材は目詰まりせず長期透水性に優れなければならない。排水部材は耐圧性があり、上載圧下でも大きな通水断面を有する必要がある。補強部材は長軸方向に優れた引張り強度、摩擦特性、クリープ特性が求められる。また、経済性にも優れなければならない。

実際の材料開発では、個別の3つの部材を組み合わせる方法や、1つの部材が複数の必要機能を満たす、すなわち他の部材を兼ねる場合も考えられる。さらに、実用では過剰な材料は不要であり、適用条件に応じた必要十分で経済性に優れた材料の利用が最も重要である。したがって、適用条件において、排水と補強両機能を発揮するという基本概念を満たすのであれば、適用部位

によっては既存材料であってもGHDと見なしうる。

フィルター部材に関しては、2. 2において既に検討を加え、排水補強盛土用途であれば一般的に我が国で製造されるほとんどの不織布や織物が適用できることを示した。

排水部材としては、耐圧性に優れ大きな通水断面を有するという点で、プラスチックボードドレーンに用いられるプラスチックコアがある。繊維技術の利用では、立体構造を形成しうるタフテッドファブリックや立体編物が考えられる。既存の排水材には直径約1mmの太いモノフィラメントを用い、モノフィラメント間を網状に熱融着して立体構造とし、通水断面を形成している材料もある。また、最も汎用的なニードルパンチ不織布の利用も考えられる。

この材料に関しては、2. 2. 3において圧縮変形によって見掛け密度が増大し、垂直方向透水係数が低減することを示した。面内方向透水係数に関しても同じことが考えられる。図2-44はニードルパンチ不織布の上載圧による面内方向透水係数の変化を示す。上載圧の増加に伴い面内方向透水係数は減少している。垂直方向と同様に、圧縮による見掛け密度の増大に起因していると考えられる。しかし、面内方向の場合には98kPa下でも 10^{-1} cm/sオーダーの値であり、垂直方向に比べて1オーダー程度大きい。面内方向は不織布内の繊維の配列方向であり、透水における方向性を示していると推察される。また、図2-44から上載圧が196kPaで概ね 1×10^{-1} cm/s、それ以上になると面内方向透水係数はほぼ一定になり、少なくとも 10^{-2} cm/sオーダー以上を確保できることがわかる。既出の図2-18において、ニードルパンチ不織布の上載圧下の厚さ変化を示し、200kPa以上で材料毎に一定値になることを示した。上述の挙動はこれに対応している。また、高い上載圧が加わった場合には、流通品程度の繊維直径の繊維を用いる限り、上述した値がニードルパンチ不織布の面内方向透水係数の限界値であるといえる。

排水部材の面内方向通水性において重要なのは、式(2.23)で定義される面内方向通水性能である。

$$\theta_h = k_h \cdot t \quad \text{式 (2.23)}$$

ここで、 θ_h : 面内方向通水性能 ($\text{cm}^3/\text{s} \cdot \text{cm}$)

k_h : 面内方向透水係数 (cm/s)

t : 厚さ (cm)

式(2.23)において、上載圧下の面内方向透水係数には限界があるのだから、排水部材としてニードルパンチ不織布を用いる場合には、上載圧下での圧縮変形を考慮して必要な通水断面が確保できるよう、十分に厚みのある材料を用いることが重要である。

補強部材に関しては、例えば高強力系の複合や既存材料の高強力化等が考えられる。単に高強力化を図るだけではなく、摩擦特性とクリープ特性にも考慮する必要がある。

上述の基本的な考え方に従いプラスチックコア、タフテッドファブリック、立体編物、網状モノフィラメント、補強不織布の5タイプのGHDを開発した。各タイプを数種類ずつ試作し室内で物性評価後、その結果に基づいて現場に適用し、**第3章～第6章**で論じる4つの実施工による評価を実施した。また、各実施工評価を終える毎に、材料の高度化を図るべく段階的な改良を加えた。したがって、延べ約20種類のGHDを試作し、室内や実施工による評価を行った。最も高度化したGHDは高含水比、低品質な盛土材料を用いて急勾配高盛土、あるいは永久構造物の盛土に利用しうる材料である。

それらに加えて、スパンボンドも対象に加えた。この材料は、上載圧下の面内方向透水係数に限界があり、引張り特性に関しても高強力は期待できない。したがって、盛土高さなど適用部位は制限されるであろうが、盛土内の排水材として最も一般的に使用されている材料であることを考慮して、流通品のものを検討に加えた。

2.4.2では、この高度化しえたプラスチックコアと補強不織布の2タイプを中心に、スパンボンドを含めたGHDの力学物性について論じる。他のタイプについても必要に応じて論じるが、上載圧下の面内方向通水性を含めた個々の物性値の詳細は、実施工評価の結果を論じる**第3章～第6章**に示す。プラスチックコアタイプと補強不織布タイプのGHD断面模式図を図2-45に示す。GHDは幅30cmの帯状材料であり、盛土内に帯状千鳥配置で敷設する。プラスチックコアタイプは、ポリオレフィン系プラスチックコアにフィルター層として高強度のサーマルボンドを熱融着したものである。プラスチックコアが排水部材であり、フィルター層は補強部材をも兼ねている。耐圧縮性に優れ、大きな通水断面を有する。補強不織布タイプは、タイヤコードに用いられる高強度、低伸度のすだれ織物を上下2枚の不織布で挟み、ニードルパン

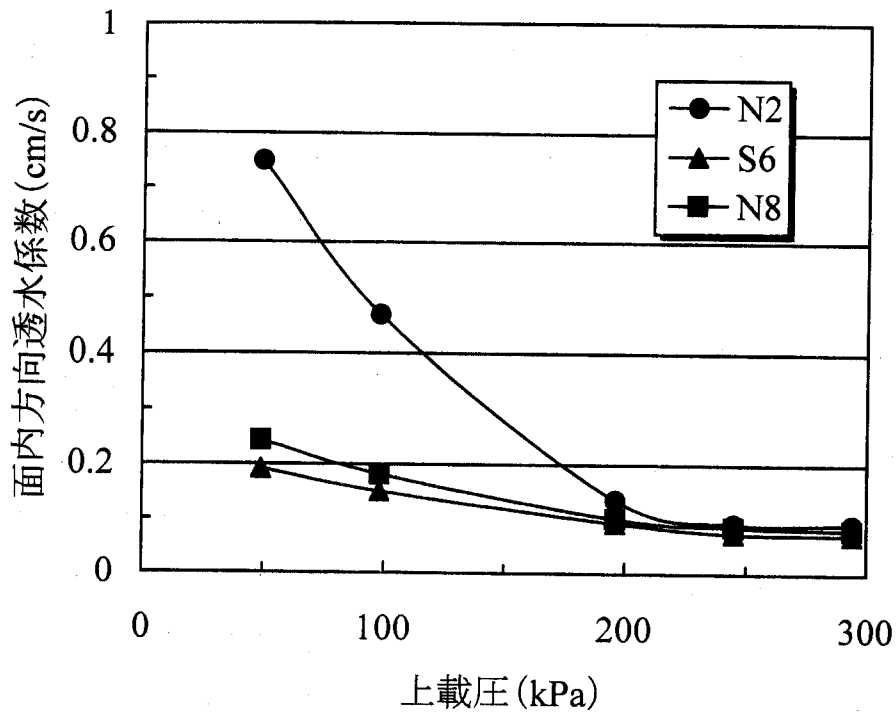


図2-44 ニードルパンチ不織布の上載圧下の面内方向透水係数

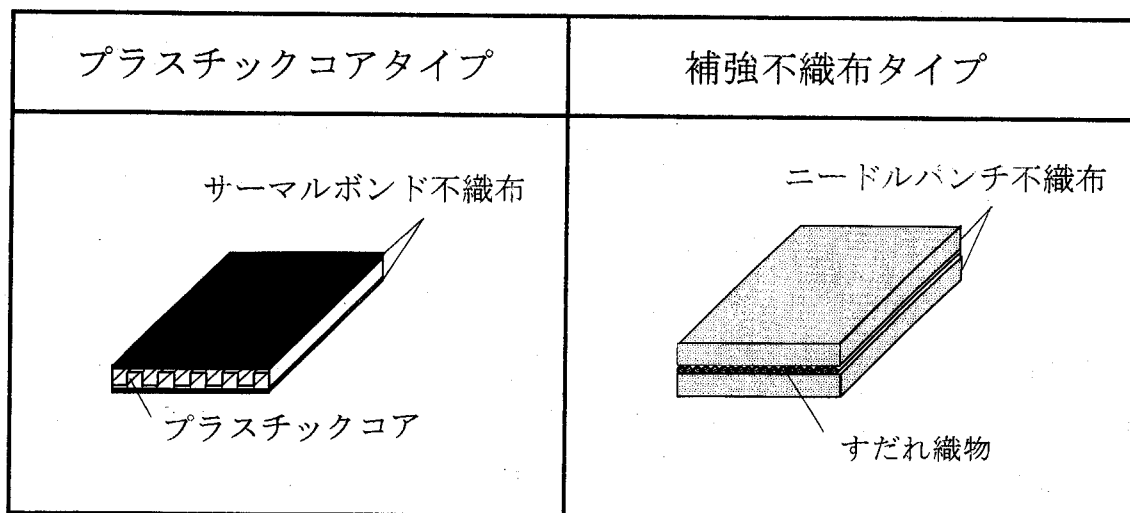


図2-45 GHD断面模式図

チで一体化させたものである。すだれ織物が補強部材であり、フィルター部材と排水部材を兼ねた上下のニードルパンチ不織布は厚みのあるものを用いている。適用条件に応じて、引張り強度と面内方向通水性能に関する材料設計をきわめて容易に行うことができる。

2. 4. 2 開発材料の物性

2. 4. 2. 1 引張り特性

(1) 実験方法

GHDの引張り試験は、定速伸長型引張り試験機を用いて、土中での挙動をより現実的に再現するために広幅で行った。すなわち、つかみ幅20cm、つかみ間隔10cm、引張り速度10cm/minの条件で実施した。GHDは高強度のジオシンセティックであるため、チャック切れやチャックでのすべりが生じる懸念がある。そこで、つかみ具の選定には特に留意し材料形状等に応じて、くさびタイプ、エアーチャック、キャプスタントタイプなど数種のつかみ具を使用した。

気中での引張り試験と土中での挙動の大きな差異は、土による拘束状態の有無である。特に、気中での不織布の引張り試験ではネッキング現象が生じる。広幅での試験は、その影響を小さくするものであるが、やはり土中での挙動を十分には評価しえない。本論では、拘束状態での引張り挙動を考察するために、図2-46に示す引張り試験機を用いて拘束条件下の引張り試験も実施した。この試験機は、X軸方向を拘束した状態でY軸方向に定速伸長で引張り試験を行うものである。有効な試験片の大きさは20cm×20cmであり、つかみ幅20cm、つかみ間隔20cm、引張り速度10cm/minの条件で試験を行った。試験状況を写真2-2に示す。

(2) 実験結果と考察

プラスチックコアタイプと補強不織布タイプの引張り特性を図2-47に示す。また、引張り強さと伸び率を表2-15に示す。2タイプのGHDの最大引張り強さは70～80kN/mであり、従来のジオグリッドと同等の引張り強さを有している。図2-47と表2-15に示した補強不織布の最大引張り強さは、つかみ部分においてすだれ織物と不織布との境界面ですべりを生じた結果である。したがって、

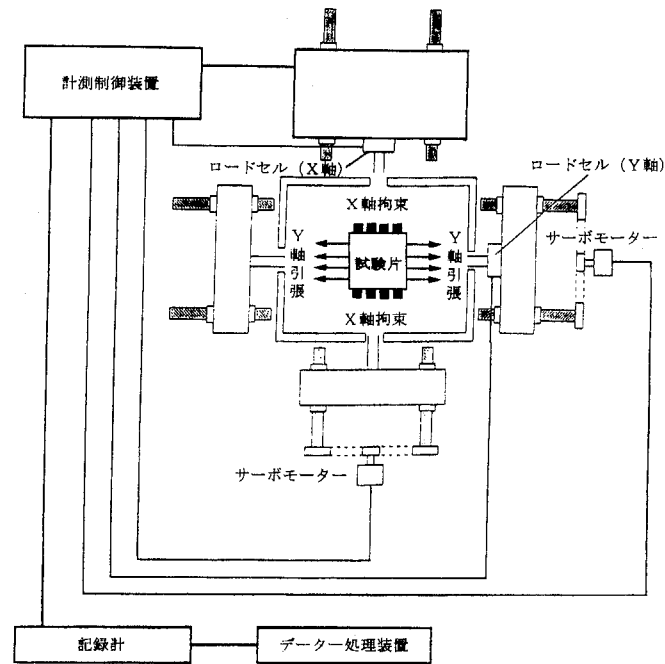


図2-46 拘束条件下の引張り試験に用いた試験機

補強部材のすだれ織物は破断には至っていない。エアーチャックの通常の押さえ圧は490kPaであるが、これを686kPaにして確認したところ、すだれ織物は破断に至り、破断時引張り強さは161.1kN/mであった。実用上、これほど大きな押さえ圧の作用はないので、表2-15に示した結果を材料の破壊と見なした。

他のタイプならびに開発段階の材料を含めた広幅引張り試験の結果を表2-16に示す。図2-47の2つのGHDは、表2-16中のプラスチックコアNo. 12と補強不織布No. 5である。表2-16から、GHDをジオグリッドと同程度に高強度化することは比較的容易になしうるということがわかる。特徴的なことは、総じて破断時の伸び率が大きいことである。唯一プラスチックコアNo. 13は、FRPを用いることで伸びを低減し、引張り剛性を高めることができた。しかし、この材料はクリープ特性に問題が生じた。したがって、GHDは10～30%の比較的大きな破断時伸び率を有する。スパンボンドはそれを上回る80%以上の伸び率を示している。なお、表2-16に示すスパンボンドは流通品であり、試料No. 8は同じく製造限界レベルの高目付品である。スパンボンドの流通品および試料No. 8の引張り強さは、GHDと比較すると相対的に小さいことがわかる。この結果は、スパンボンド単体で引張り特性を高度化するには、限界があることを示唆している。

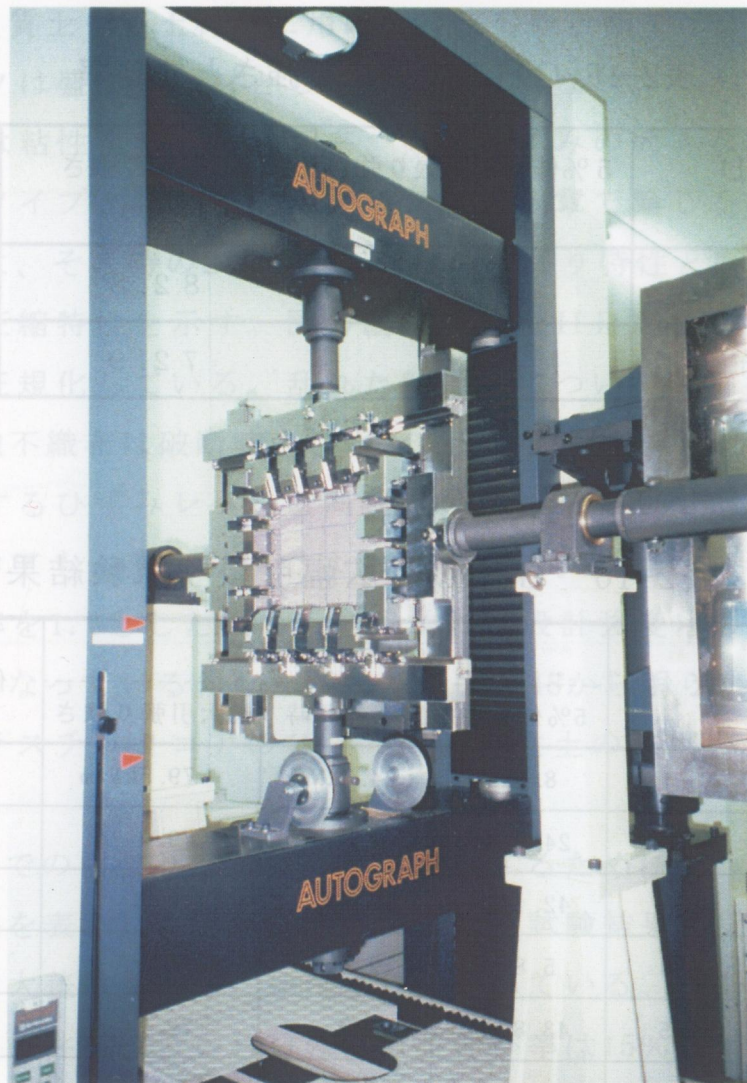


写真2-2 拘束条件下の引張り試験状況

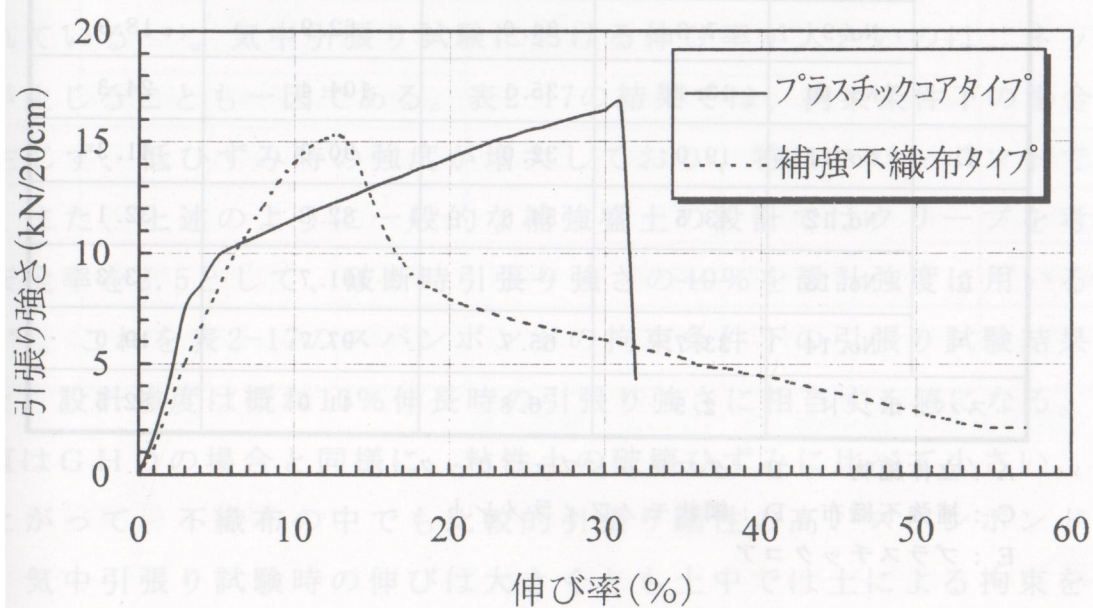


図2-47 GHDの引張り特性

表2-15 GHDの引張り強さと伸び率

GHD	5%伸張時引張り強さ (kN/m)	最大引張り強さ (kN/m)	伸び率 (%)
プラスチックコアタイプ	43.5	82.8	32.1
補強不織布タイプ	43.8	72.9	11.4

表2-16 GHDの広幅引張り試験結果

タイプ	試料	引張り強さ			伸び率
		5%伸長時	10%伸長時	最大引張り強さ	
A	No. 1	8.6kN/m	24.7kN/m	79.5kN/m	23.0%
	No. 2	24.0	49.4	79.9	18.1
B	No. 3	42.1	75.7	140.2	20.9
C	No. 4	5.8	19.5	95.6	30.3
	No. 5	43.8	69.9	72.9	11.4
	No. 6	9.1	19.1	70.4	40.8
	No. 7	32.6	64.5	88.4	15.6
	No. 8	6.7	12.7	55.2	62.6
	No. 9	7.3	34.0	62.9	18.9
	No. 10	13.1	35.1	104.4	24.3
D	No. 11	19.0	32.0	90.0	41.3
E	No. 12	43.5	54.8	82.8	32.1
	No. 13	----	----	101.7	3.3
	No. 14	33.7	65.7	97.7	19.0
スパンボンド		2.5	6.8	41.0	82.5

A：立体編物 B：タフテッドファブリック

C：補強不織布 D：網状モノフィラメント

E：プラスチックコア

砂質土等の良質土を盛土材料に用いる従来の設計論では、変位の大きなジオシンセティックは盛土補強材としては好ましくない。しかし、本論が対象とする盛土材料は粘性土等であり元来、破壊ひずみの大きな材料である。プラスチックコアタイプと補強不織布タイプは第6章で論じる盛土実験に用いている。図2-48は、その時の2種類のGHDの引張り特性と盛土材料（乱れた粘性土）の一軸圧縮特性を示す。図の縦軸は、GHDの場合には破断時引張り強さで除して正規化している。乱れた粘性土についても同様に正規化して示している。補強不織布は破断時のひずみが11%程度であり、乱れた粘性土が最大強度を発揮するひずみレベルと同程度の特性を有していることがわかる。プラスチックコアも、盛土実験ではクリープを考慮した材料安全率2.5、その他の材料安全率を1.0としたため、結果的には設計強度はGHDの破断時引張り強さの40%になっている。したがって、図2-48から明らかなように設計強度に対応するプラスチックコアのひずみは、粘性土の破壊ひずみに比べて十分に小さい。

さらに、土中での引張り挙動について考察するために行った拘束条件下の引張り試験の結果を表2-17に示す。通常の引張り試験結果と比較すると、破断時の引張り強さに大差はないが、伸び率は減少している。表2-17の結果から、土中の拘束された条件では、GHDの破断時伸び率は15%以下であると考えられる。したがって、砂質土では問題となるGHDの変位の大きさは、粘性土に対してはむしろ調和のとれた関係にあると考察される。

また従来、不織布は伸びひずみが大きいので補強材としては好ましくないとされている⁴⁴⁾。気中引張り試験における伸び率が大きいのは、ネッキング現象が生じることも一因である。表2-17の結果では、拘束条件下の場合にはそれが生じず、低ひずみ時の強度が増大しており、特にスパンボンドで顕著である。また、上述のように一般的な補強盛土の設計ではクリープを考慮した材料安全率を2.5として、破断時引張り強さの40%を設計強度に用いることが多い⁴⁵⁾。これを表2-17のスパンボンドの拘束条件下の引張り試験結果に適用すると、設計強度は概ね10%伸長時の引張り強さに相当する値になる。このひずみ値はGHDの場合と同様に、粘性土の破壊ひずみに比べて小さい。

したがって、不織布の中でも比較的引張り剛性の高いスパンボンドに関しては、気中引張り試験時の伸びは大きくとも土中では土による拘束を受けて

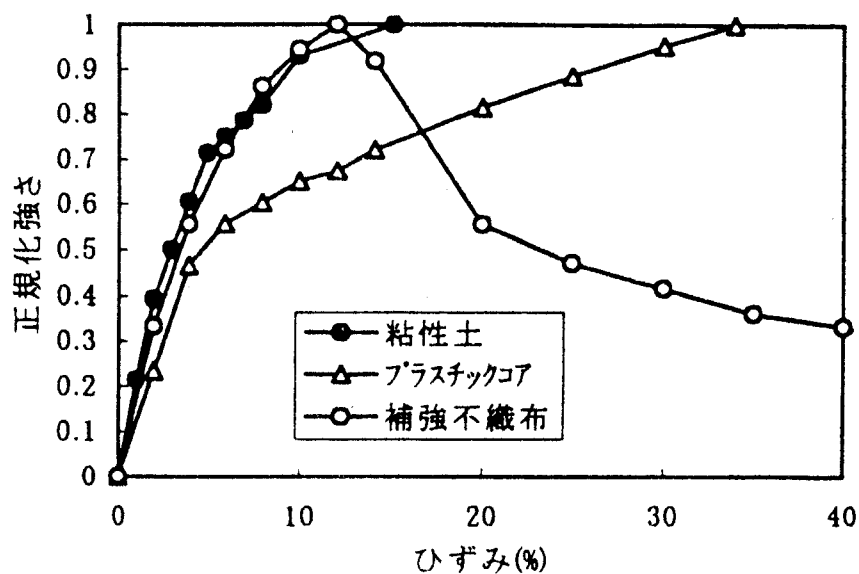


図2-48 GHDと乱れた粘性土の強度－ひずみ特性

表2-17 拘束条件下の引張り試験結果

試 料	広幅引張り試験				拘束条件下の引張り試験			
	引張り強さ (kN/m)			伸び率 (%)	引張り強さ (kN/m)			伸び率 (%)
	5%伸長時	10%伸長時	破断時		5%伸長時	10%伸長時	破断時	
スパンボンド	2.5	6.8	41.0	82.5	9.0	18.4	44.7	44.0
補強不織布	43.8	69.9	72.9	11.4	注) —	—	—	—
立体編物	24.0	49.4	79.9	18.1	28.3	57.5	68.5	13.1
プラスチック コア	43.5	54.8	82.8	32.1	68.3	84.7	89.3	12.7

注) 補強不織布はつかみ部のすべりにより測定不能

引張り剛性が増すので、適切な材料安全率の下で使用すれば、引張り強伸度特性に関しては粘性土を対象とした盛土の補強に適用可能である。

2. 4. 2. 2 土との摩擦特性

(1) 実験方法

ジオシンセティックと土の力学的相互作用の摩擦特性を評価する方法には、一面せん断試験と引抜き試験とがある。一面せん断試験は、試料土の粒径が大きい場合に有効な接触面積が減少する。引抜き試験は試験時に、つかみ部から試験機のせん断箱に至るまでの間で、ジオシンセティックの変形が生じるなど、各々問題点が指摘されている⁴⁶⁾。現実の土中での摩擦特性を把握する上では、引抜き試験が最も適していると考えられるが、粘性土を用いた引抜き試験はPradhan⁴⁷⁾らの研究があるものの、その実施がきわめて困難である。本論の主眼は粘性土に対する摩擦特性を把握することであるから、GHDと土とのせん断摩擦試験を行い評価した。粘性土の場合、砂と違って粒径が小さいので上述の一面せん断試験における問題点の影響は小さいと考えられる。試験機は一面せん断試験機を応用したものであり、図2-49に示すように上箱、エアバッグ、下箱、スクリュージャッキ、荷重検出器からなる。下箱に試料を固定し、上箱を設置した後上箱内に試料土を詰め、エアバッグによって所定の載荷重を加える。その状態で、スクリュージャッキにより定速で下箱を移動させた時に作用するせん断摩擦力を、荷重検出器によって計測するものである。

試料土は深草粘土と、比較のために豊浦砂を用いた。粘性土に対する試験は、せん断摩擦試験機に試料を設置後、上箱内にスラリー状の試料土を入れ圧密圧力196kPaで圧密した後、鉛直荷重を変えて摩擦試験を行った。圧密後の試料土は湿潤密度 $1.81 \pm 0.08 \text{ g/cm}^3$ 、含水比 $41.7 \pm 1\%$ であった。図2-50に圧密載荷条件を示す。また、表2-18にはせん断摩擦試験条件を示す。豊浦砂の場合は気乾状態で高さ50cmから自由落下させ、乾燥密度 1.55 g/cm^3 の条件で上箱に詰め試験を行った。試料の有効な大きさは幅25cm、長さ50cmである。

(2) 実験結果と考察

粘性土とプラスチックコア、補強不織布、スパンボンドのせん断摩擦応力

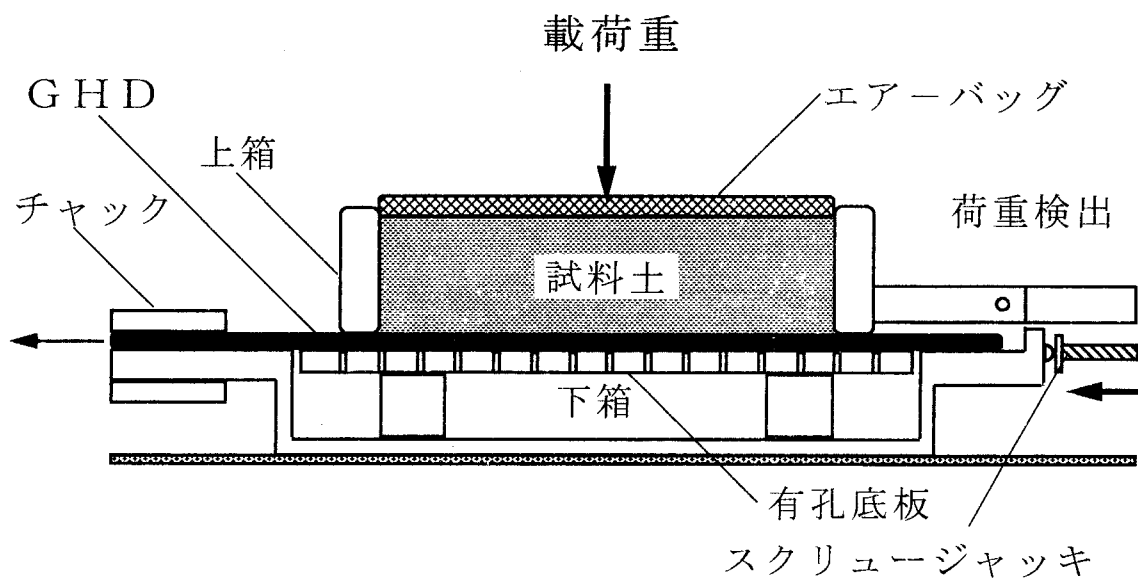


図2-49 GHDと土とのせん断摩擦試験機

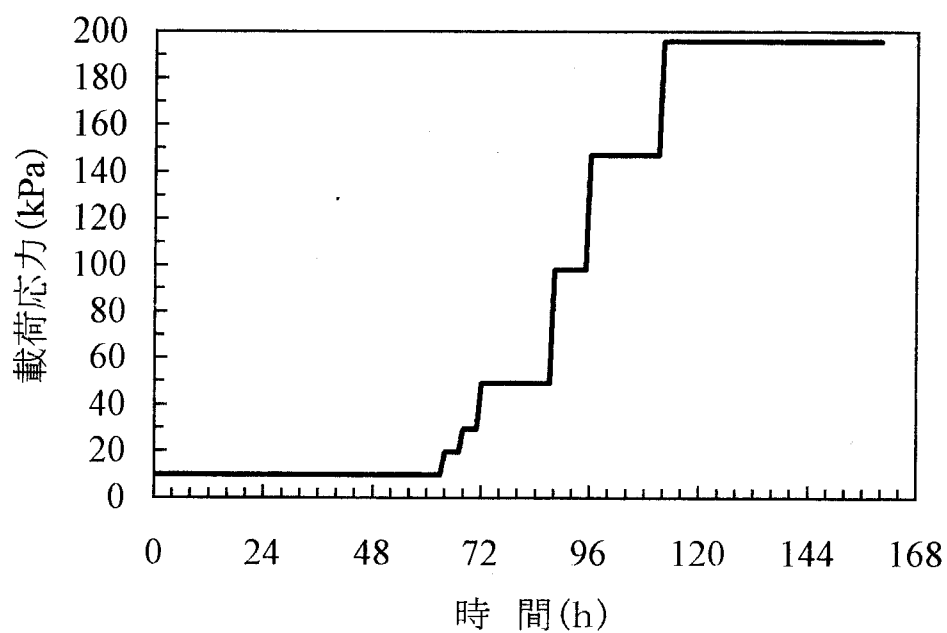


図2-50 せん断摩擦試験時の圧密载荷条件

表2-18 せん断摩擦試験条件

項 目	内 容
試験機	せん断摩擦試験機
試験時载荷重	49, 98, 196kPaの3段階の応力レベル
試験速度	1mm/min

と変位の関係を図2-51に示す。同様に図2-52は豊浦砂に関する結果を示す。補強不織布とスパンボンドは材料の表面形態がほぼ同一であり、ひずみ特性が著しく異なる。しかし、それらは試料土毎にきわめて類似した摩擦挙動を示し、最大せん断摩擦応力になる変位もほぼ等しい。したがって、材料のひずみ特性が表面摩擦特性に及ぼす影響は小さいことがわかる。測定から得られたGHDと土の摩擦特性を表2-19に示す。摩擦係数は粘性土で0.36～0.42、豊浦砂では0.58～0.67であり粘性土に比べて約1.6倍大きい。摩擦係数は、両試料土ともプラスチックコアが最も大きく、補強不織布とスパンボンドは類似した値を示している。しかし、全体的にみると試料土毎に各試料類似した摩擦係数が得られており、粘性土と砂では摩擦特性が大きく異なることがわかる。これに対し粘着力は粘性土で14～19kPa、豊浦砂は6～16kPaである。しかし、摩擦係数にみられる試料や試料土による影響は顕著ではない。図2-53は、粘性土の場合の鉛直載荷応力と最大せん断摩擦応力の関係を示す。参考のために、粘性土の最大せん断強さも併記する。

ジオシンセティックと土の摩擦特性に関しては、従来からいくつか報告がなされている^{46)～48)}。しかし、粘性土に関するものはきわめて少ない。砂を用いた結果からジオシンセティックと砂との摩擦角は、砂の内部摩擦角の70～80%を見込めるとされる。図2-53の結果から、粘性土とGHDの摩擦特性は粘性土のせん断特性とほぼ一致していることがわかる。見掛けの粘着力は、少なくとも粘性土の50%以上が見込める。スパンボンドについても同様である。

以上の結果から、GHDによる排水補強盛土の定着長の算定において、土のせん断強度定数からGHDとの摩擦特性を推定する場合、補正係数は粘着力に対して0.5、土の内部摩擦角に対して1.0を与えうることがわかった。

2. 4. 2. 3 クリープ特性

(1) 実験方法

GHDを永久構造物の盛土の補強に適用する場合には、材料には長期間にわたり継続的な荷重が作用する。したがって、GHDの変形特性としては材料の長期的なクリープ特性に関する検討も重要である。クリープ試験は、GHDの引張り試験結果をもとに、最大引張り強さの概ね50～90%の範囲を目処に5段階以上の荷重レベルを設定し、各荷重におけるクリープひずみの経時変

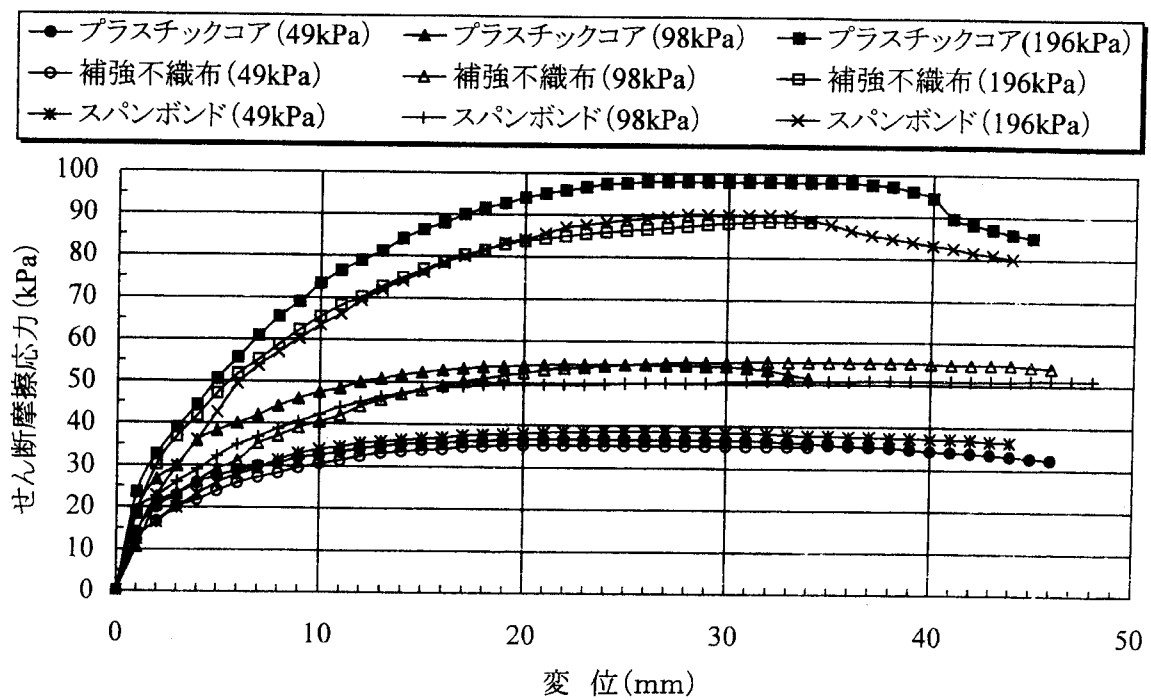


図2-51 せん断摩擦応力と変位の関係（粘性土）

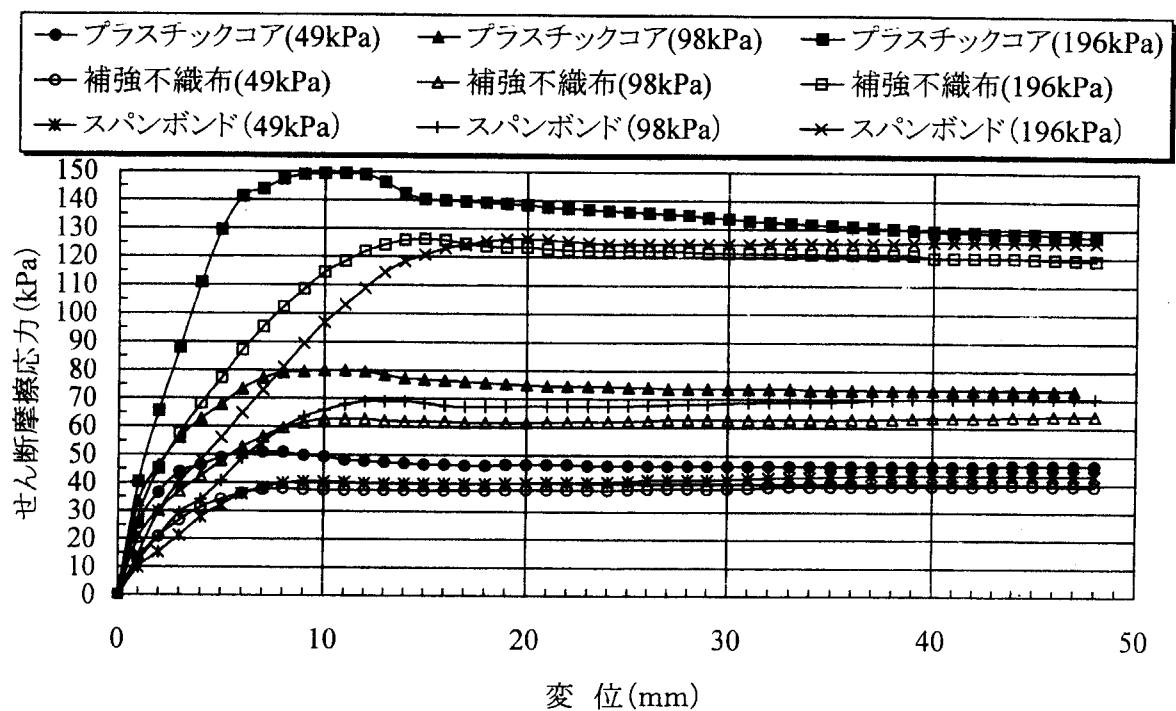


図2-52 せん断摩擦応力と変位の関係（豊浦砂）

表2-19 GHDと土の摩擦特性

試 料	粘性土					豊浦砂				
	最大せん断摩擦応力 τ (kPa)			摩擦 係数 k	粘着力 c (kPa)	最大せん断摩擦応力 τ (kPa)			摩擦 係数 k	粘着力 c (kPa)
	載荷応力 σ (kPa)					載荷応力 σ (kPa)				
	4 9	9 8	1 9 6			4 9	9 8	1 9 6		
プラスチックコア	36.7	54.5	98	0.42	14.9	51.0	80.0	149.4	0.67	16.3
補強不織布	35.3	55.3	88.6	0.36	18.6	38.0	62.7	126.2	0.61	6.3
スパンボンド	38.6	51.2	90.2	0.36	19.1	40.6	69.0	126.2	0.58	12.0

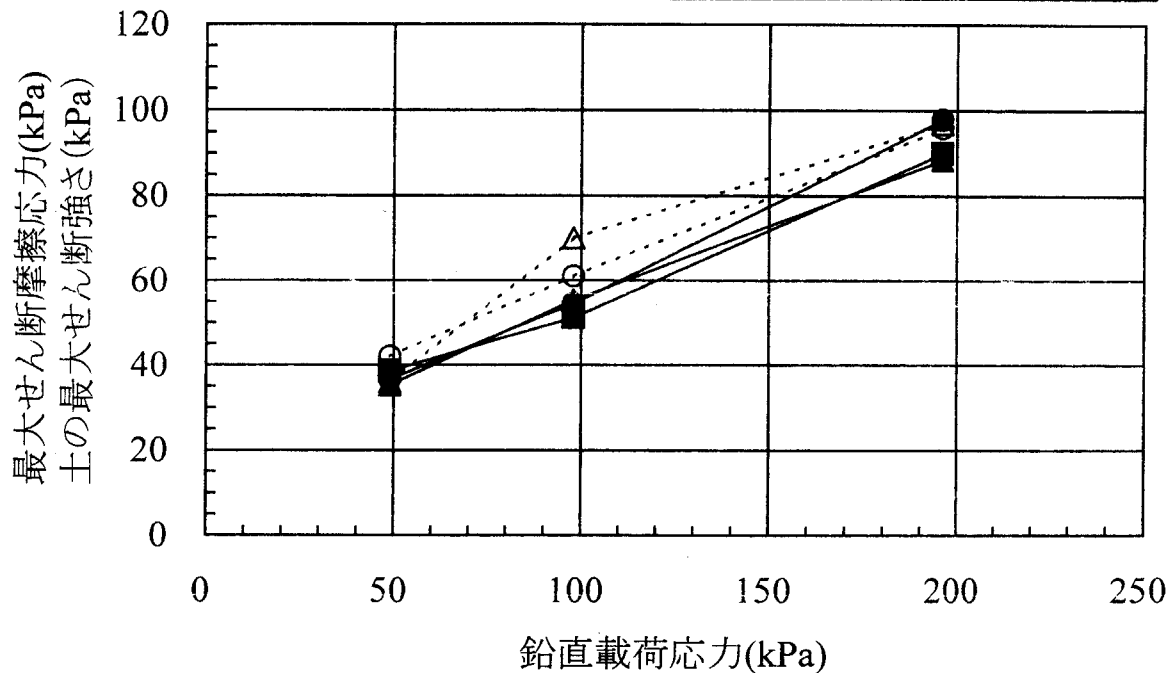
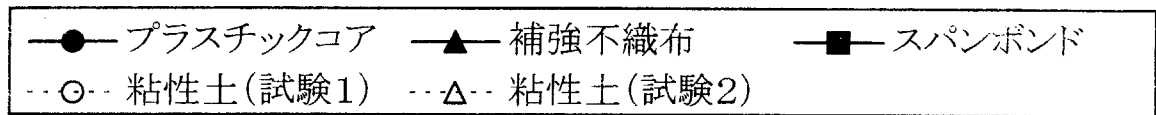


図2-53 GHDと粘性土の摩擦特性

化、および材料が破断するまでの時間をクリープ破断時間として測定した。実験にはプラスチックコア（つかみ幅5cm）、補強不織布（3cm）、スパンボンド（10cm）の3種類を用いた。試験機の制約上、載荷可能な荷重に限界があるために、各々付記したつかみ幅で試験を行った。つかみ間隔は10cmである。試験機は試験開始後5秒以内に全荷重が載荷できる。試験温度は20℃とした。

試験で得られたクリープ破断強度とクリープ破断時間の関係を外挿し、10⁶時間（約110年に相当）時の設計クリープ強度を推定し、式（2.24）からクリープ低減係数を算出した。

$$T_{cr} = \mu \cdot T_{max} \quad \text{式 (2.24)}$$

ここで、 T_{cr} :設計クリープ強度

μ :クリープ低減係数

T_{max} :最大引張り強さ

（２）実験結果と考察

3試料のクリープひずみ－時間線図を図2-54～図2-56に示す。補強不織布の場合、最大引張り強さを大きく上回る荷重を載荷しえた。これは引張り特性で論じたように、補強不織布に挿入されている、すだれ織物の破断時引張り強さが161.1kN/mであることに起因していると考えられる。そこで、図2-55に示す最大引張り強さに対する載荷荷重の比率は、便宜的に161.1kN/mに対する比率として表示している。全試料のクリープひずみは、時間の対数にほぼ比例して増加している。また、クリープ破断強度とクリープ破断時間の関係を図2-57に、式（2.24）から得られるクリープ低減係数を表2-20に示す。スパンボンドを含めたGHDのクリープ低減係数は0.6以上であり、ジオグリッドと同等の特性であると結論される。また、この値は第6章で論じる盛土実験の設計に用いた0.4を上回っている。

元来、プラスチック材料はクリープ変形の大きな材料であるから、プラスチックコアタイプのGHD開発においても、クリープ特性の改善は大きな課題であった。本論ではフィルター部材に引張り特性、クリープ特性に優れたサーマルボンドを用いることで改善を図った。プラスチックコアタイプのGHD、コア部材のみ、フィルター部材のみのクリープ破壊線図を図2-58に示す。

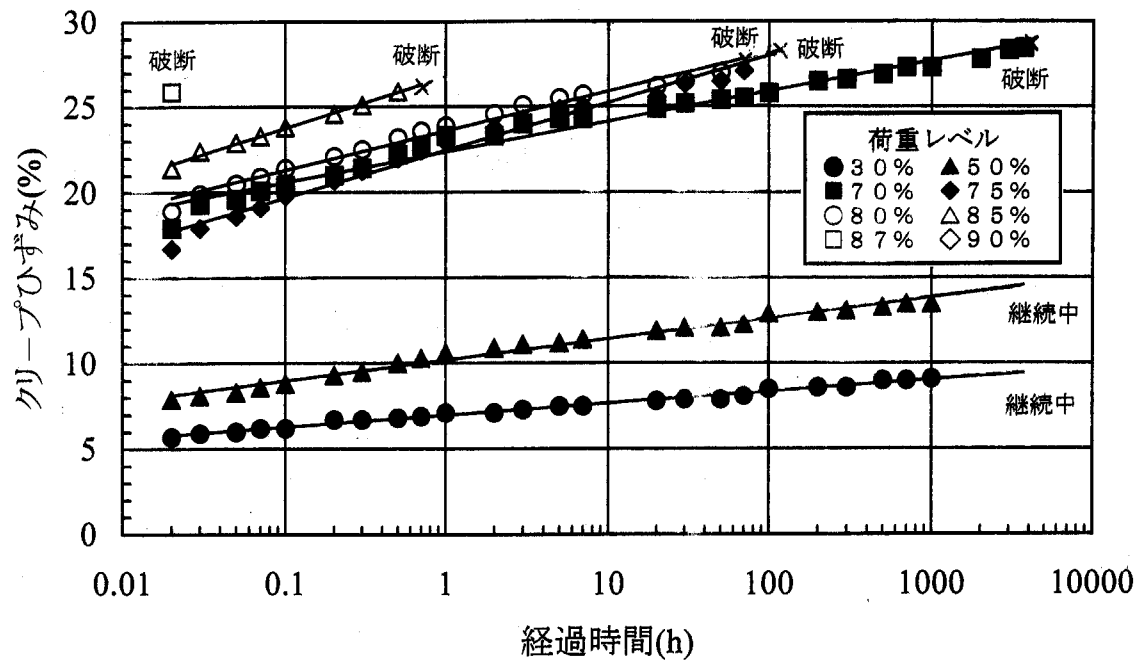


図2-54 クリープひずみ-時間線図 (プラスチックコア)

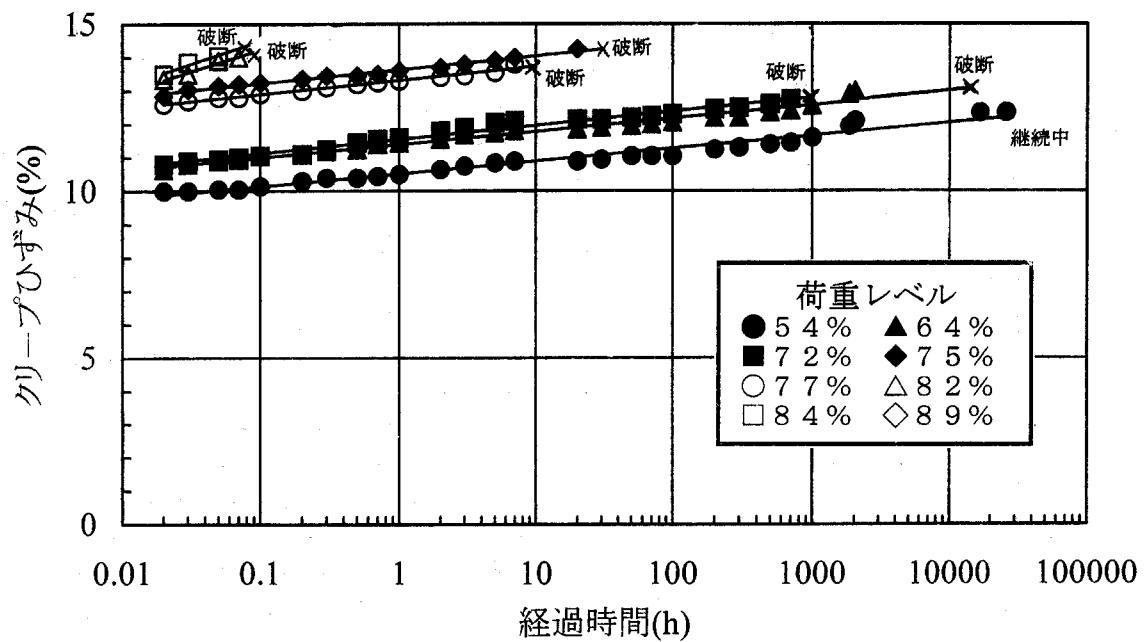


図2-55 クリープひずみ-時間線図 (補強不織布)

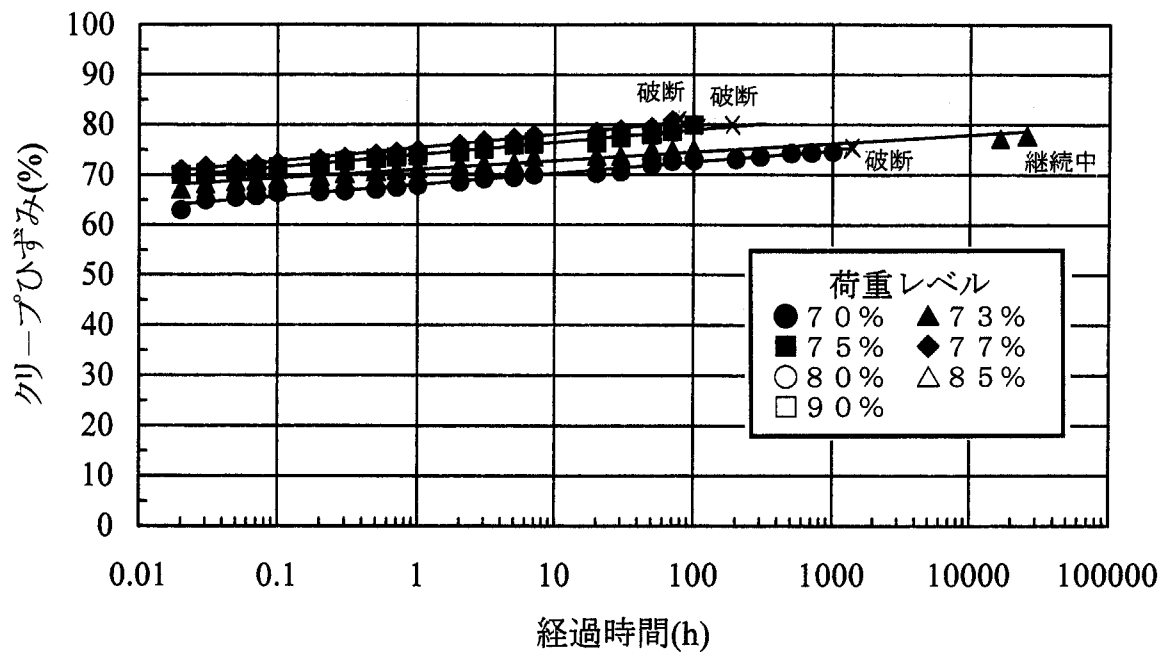


図2-56 クリープひずみ-時間線図 (スパンボンド)

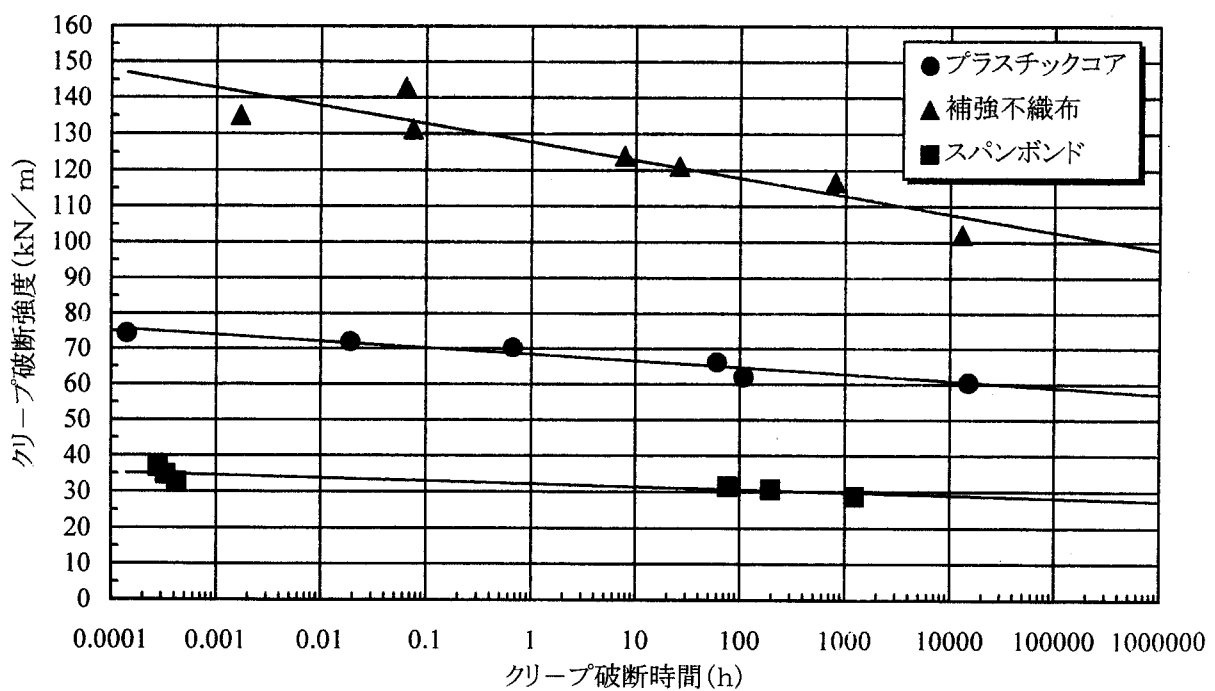


図2-57 クリープ破壊線図

表2-20 クリープ低減係数

GHD	破断時引張り強さ T_{max} (kN/m)	設計クリープ強度 T_{cr} (kN/m)	クリープ低減係数 μ
プラスチックコア	82.8	57.1	0.69
補強不織布	161.1	97.8	0.61
スパンボンド	41.0	27.4	0.67

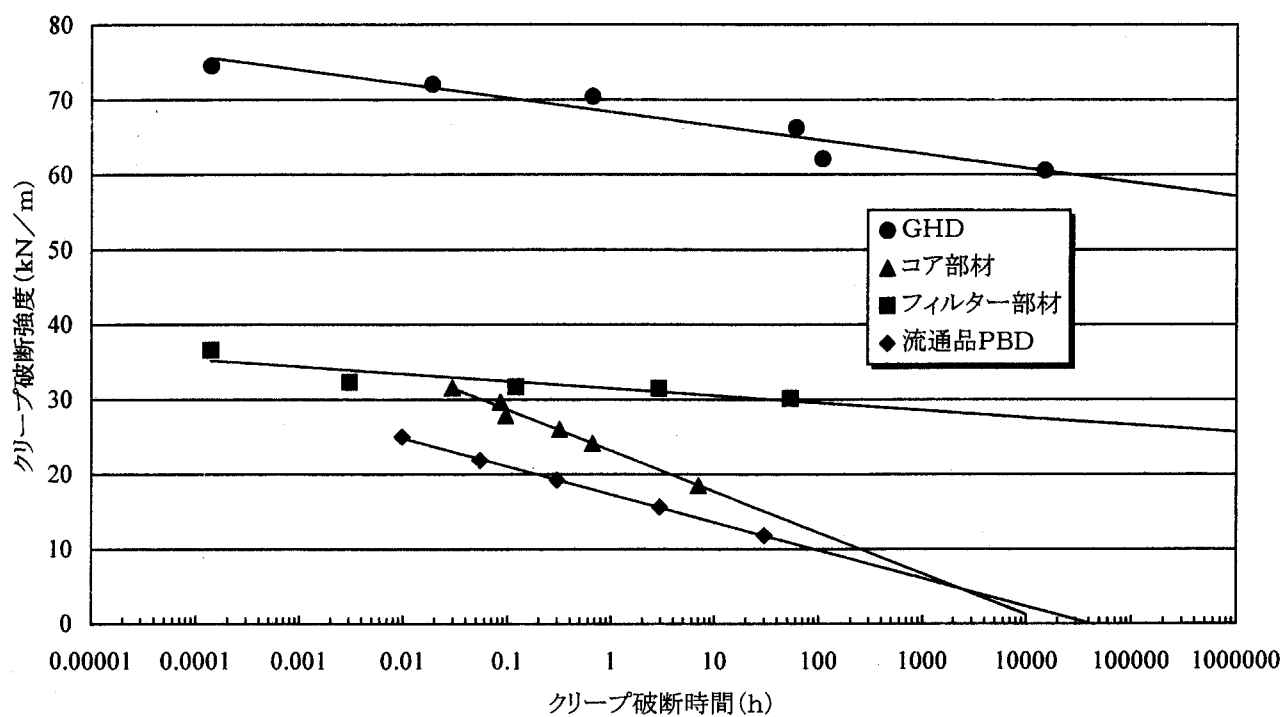


図2-58 プラスチックコアのクリープ破壊線図

図中には、比較のために同じ構造を持つ流通品のプラスチックボードドレーン（PBD:厚さ3mm、フィルター部材は通常のサーマルボンド）のクリープ特性を併記した。コア部材は流通品のPBDと同程度のクリープ特性に過ぎないが、GHDに用いたフィルター部材は優れたクリープ特性を示す。しかも、プラスチックコアタイプのGHDは、コア部材の上下面にこのフィルター部材が熱融着されている。したがって、両部材の複合化によって優れた力学特性とクリープ特性を発現していることが考察できる。

2. 5 まとめ

本章ではGHDの材料特性を論じた。GHDの開発においては長期に排水機能を保持しうるフィルター材の最適化が最も重要であるという見地から、まず、フィルター材になる不織布と織物の開孔径と垂直方向透水性について検討した。さらに、実際に盛土内に敷設された状態の実質性能こそが重要であるという考えに立脚し、上載圧下における両特性の推定を行った。それらの実験結果に基づき、排水補強盛土用途のフィルター材に求められるろ過機能基準を考察すべく、土との相互作用の評価に関する実験を行った。

GHDは上述の水理特性評価結果に基づいて材料の複合化等によって開発したが、補強機能に係わる物性を設計に導入すべく、GHD本体の力学特性に関する材料試験および土との相互作用の評価試験を実施した。

また、GHDの永久的な利用を図るためにクリープ特性を検討するとともに、耐久性に係わる化学的安定性と耐候性の確認試験を実施した。

その結果、以下のようなことが判明した。

- (1) 我が国で土木用に製造されている一般的な不織布と織物に関し、材料種類毎に開孔径の下限値を得た。測定された O_{50} は繊維直径と空隙率の関数で表すことができ、材料種類別にそれぞれ実験式を得た。
- (2) ニードルパンチ不織布は土圧による圧縮変形をうける。したがって、盛土高さにもよるが盛土中の O_{50} 値は、初期性能に拘わらず49kPa程度で60~70 μm である。圧縮による厚さ変化がほぼ一定に達する294kPa下では約50 μm と推定される。
- (3) 我が国で土木用に製造されている不織布と織物の垂直方向透水係数は、初期性能としては $10^{-4} \sim 10^0 \text{ cm/s}$ のオーダーにある。また製法上の限界値があり、材料種類によって取りうる垂直方向透水係数の範囲が限定される。また、垂直方向透水係数は繊維直径と空隙率の関数として表すことができ、その実験式を得た。
- (4) ニードルパンチ不織布の垂直方向透水係数は、初期性能はきわめて大きな値を示すが、盛土内では土圧による圧縮変形によって低減する。その時の値は、安全側に見積もると $10^{-3} \sim 10^{-2} \text{ cm/s}$ のオーダーである。
- (5) ジオシンセティックと土との複合体透水実験において、流通品程度の不織布や織物を用いれば、正常にろ過機能を発揮して土中に土のフ

フィルター層を形成しうることを確認した。また、そのような系では材料に起因した透水性低下は生じないことがわかった。

- (6) GHDのフィルター材のろ過機能基準は、盛土内における実質性能の垂直方向透水係数によって規定しうる。すなわち、GHDは粘性土を対象にしているので、下記の条件を満たす材料であれば、ろ過機能と長期透水性を維持しうる。また、きわめて緻密な繊維充填状態の不織布や織物を除外すれば、我が国で製造される大多数の不織布と織物はこの条件を満たしている。

$$10 \cdot k_s \leq k_F < 5 \times 10^{-1} \text{ (cm/s)}$$

ここで、 k_F :排水補強盛土用フィルター材の実質性能の垂直方向透水係数 (cm/s)

k_s :対象となる粘性土の透水係数 (cm/s)

- (7) ニードルパンチ不織布の上載圧下の面内方向透水係数も、圧縮変形による見掛け密度の増大によって低下する。しかし、196kPa下でも概ね $1 \times 10^{-1} \text{ cm/s}$ が確保できる。
- (8) プラスチックコアや補強不織布などの高強度タイプのGHDはジオグリッドと同程度の引張り強さを有するが、破断時伸び率が比較的大きい。しかし、土中の拘束された条件では破断時伸び率は15%以下である。粘性土は元来、破壊ひずみの大きな材料であり、乱れた粘性土が最大強度を示す時の破壊ひずみは約15%である。したがって、GHDのひずみ特性は粘性土に対して調和のとれた関係にある。
- (9) 粘性土とGHDの最大せん断摩擦応力は、粘性土の最大せん断強さと同程度の値が得られ、鉛直載荷応力に対して類似した挙動を示す。したがって、粘性土とGHDの見掛けの粘着力は、少なくとも粘性土の50%以上が見込める。排水補強盛土のGHDの定着長算定において、粘性土とGHD間の摩擦特性を粘性土のせん断強度定数から推定する場合、補正係数は粘着力に対して0.5、土の内部摩擦角に関して1.0とすることができる。
- (10) GHDのクリープ低減係数は0.6以上であり、ジオグリッドと同等の特性を有する。

我が国の土木用途ではポリエステルが最も多く用いられているが、

その耐久性を検証した結果、高濃度の強アルカリという特殊な条件を除けば、我が国の一般的な土質条件での使用に支障はない。また、高濃度強酸の土壌条件における利用も問題がない。

それら長期変形特性と素材の耐久性に関する評価結果から、GHDを永久構造物の盛土補強にも適用しうることが明らかになった。

- (11) 従来、スパンボンドは気中引張り試験における伸びが大きいために、補強材としての適用を除外されていた。しかし、土中の拘束状態を想定した引張り試験の結果、拘束条件下では引張り剛性が増すので破壊ひずみの大きな粘性土が対象であれば、適切な材料安全率の下では補強材としての使用に問題がない。また、粘性土との摩擦特性やクリープ特性に関しても問題はなく、粘性土の補強材として適用可能である。

参考文献

- 1) 巻内勝彦：ジオシンセティック材料の試験方法と品質，基礎工，Vol.24，No.12，24-29(1996)
- 2) ジオテキスタイル補強土工法普及委員会編：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル，(財)土木研究センター，19(1997)
- 3) 山岡一三，西形達明共訳：土木繊維，森北出版，200-216(1984)
- 4) ジオテキスタイル補強土工法普及委員会編：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル，(財)土木研究センター，29-34(1997)
- 5) Giroud, J. P.: Filter criteria for geotextile, 2nd International Conference on Geotextiles, 103-108(1982)
- 6) V. Chahal, D. R. Buchanan, and M. H. Mohamed: Fluid Flow Through Needlepunched Geotextile Fabrics, INDA-TEC'89, The International Nonwoven Fabrics Conference, 279-311(1989)
- 7) 西形達明，山岡一三：ジオテキスタイルの開口径の測定と目詰まり現象，第4回ジオテキスタイルシンポジウム論文集，50-55(1989)
- 8) 国際ジオテキスタイル学会日本支部ジオテキスタイル選定要領委員会：現状のジオテキスタイルの分類及び用途について，第3回ジオテキスタイルシンポジウム論文集，48-49(1988)
- 9) 日本繊維機械学会不織布研究会編：不織布の基礎と応用，日本繊維機械学会，358(1993)
- 10) ジオテキスタイル編集委員会編：土質基礎工学ライブラリー40 ジオテキスタイル，土質工学会，25-32(1994)
- 11) 岩崎高明：ジオシンセティック材料の種類と特性，基礎工，Vol.24，No.12，19-23(1996)
- 12) 日本不織布振興会：不織布の基礎知識，32(1996)
- 13) 東海林陸夫：乾式短繊維不織布のウェットホーミング，ボンディング技術の動向，繊維学会誌，Vol.45，No.9，381(1989)
- 14) 日本繊維機械学会不織布研究会編：不織布の基礎と応用，日本繊維機械学会，83-156(1993)
- 15) 三浦義人：不織布（その1），繊維機械学会誌，Vol.43，No.8，470-474

(1990)

- 16) ジオテキスタイル編集委員会編：土質基礎工学ライブラリー40 ジオテキスタイル，土質工学会，26(1994)
- 17) 鳥居壮：ジオテキスタイルの種類と用途，高分子学会87/5ミクロシンポジウム「ジオテキスタイルの機能と構造」講演要旨集，82-89(1987)
- 18) 中小路康治：乾式短繊維不織布，繊維機械学会誌，Vol. 50, No. 8, 424-430 (1997)
- 19) 日本化学繊維協会 合繊長繊維不織布専門委員会編：合繊長繊維不織布ハンドブック，日本化学繊維協会，18(1989)
- 20) 松井祐司：スパンボンド，繊維機械学会誌，Vol. 50, No. 8, 418-423(1997)
- 21) 日本繊維機械学会 新繊維用語辞典編集委員会編：新繊維用語辞典，日本繊維機械学会，262 (1975)
- 22) 日本繊維機械学会不織布研究会編：不織布の基礎と応用，日本繊維機械学会，225(1993)
- 23) 日本繊維工業教育研究会：繊維工学Ⅱ織物，実教出版，343-375(1978)
- 24) (財)国土開発技術研究センター：河川護岸用の吸い出し防止シートの開発(試験実施方針)，8(1993)
- 25) ジオテキスタイル編集委員会編：土質基礎工学ライブラリー40 ジオテキスタイル，土質工学会，58-60(1994)
- 26) Lombard, G., Rollin, A., and Wolff, C.: Theoretical and Experimental Opening Sizes of Heat-Bonded Geotextiles, Textile Research Journal, Vol. 59, 208-217(1989)
- 27) Shimizu, S., Kakizoe, S., and Shirato, M.: Estimation of Pore-Size Distribution of Filter Fabrics, Kagaku Kogaku, Vol. 31, 60-66(1967)
- 28) Hassenboehler, C. B., Jr.: A New Method for Pore Structure Analysis Using Air Flow, Textile Research Journal, Vol. 54, 252-261(1984)
- 29) Miller, B., and Tyomkin, I.: An Extended Range Liquid Extrusion Method for Determining Pore Size Distributions, Textile Research Journal, Vol. 56, 35-40(1986)
- 30) Maejima, M.: Applying Capillarity to Estimation of Space Structure of Fabrics, Textile Research Journal, Vol. 53, 427-434(1983)

- 31)Homonoff, E. C., LaFrancis, I. E., and Rodman, C. A. :Characterization and effect of pore size distribution on filtration performance of nonwoven fibrous webs, INDA Journal of Nonwovens Research, Vol. 2, No. 1, 51-57(1989)
- 32)Wadsworth, L. C., Lee, Y., and Barboza, S. D. :Relationships among melt blown web structure, air permeability and filtration efficiency, INDA Journal of Nonwovens Research, Vol. 2, No. 1, 43-48(1989)
- 33)American Society for Testing and Materials:F316-86, 248-253(1986)
- 34)日本繊維機械学会不織布研究会編：不織布の基礎と応用，日本繊維機械学会，244-251(1993)
- 35)白戸紋平，杉本泰治：濾過のメカニズム，地人書館，99-100(1982)
- 36)河野伊一郎：地下水工学，鹿島出版会，16-17(1989)
- 37)白戸紋平，杉本泰治：濾過のメカニズム，地人書館，92(1982)
- 38)赤井浩一：朝倉土木工学講座5 土質力学，朝倉書店，3-31(1989)
- 39)Wehner, J. A., Miller, B., and Rebenfeld, L. :Moisture Induced Changes in Fabric Structure as Evidenced by Air Permeability Measurements, Textile Research Journal, Vol. 57, No. 5, 247-256(1987)
- 40)二木幹夫，辰井俊美，佐藤雅宏：ジオテキスタイルの長期性能に関する一考察，ジオテキスタイル試験方法に関するシンポジウム発表論文集，67-70(1994)
- 41)Haliburton, T. A., and Wood, P. D. :Evaluation of the U. S. Army Corps of Engineers Gradient Ratio Test for Geotextile Performance, 2nd International Conference on Geotextiles, 97-101(1982)
- 42)ジオテキスタイル編集委員会編：土質基礎工学ライブラリー40 ジオテキスタイル，土質工学会，121-122(1994)
- 43)ジオテキスタイル編集委員会編：土質基礎工学ライブラリー40 ジオテキスタイル，土質工学会，66(1994)
- 44)ジオテキスタイル補強土工法普及委員会編：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル，(財)土木研究センター，53(1997)
- 45)ジオテキスタイル補強土工法普及委員会編：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル，(財)土木研究センター，51-82(1997)

- 46) 西形達明，山岡一三：ジオテキスタイルの引き抜き摩擦試験，第1回ジオテキスタイルシンポジウム論文集，41-46(1986)
- 47) Pradhan, T. B. S., Shiwakoti, D. R., and Imai G.: Effect of normal pressure and width of geosynthetic horizontal drain in pullout behaviour using saturated clay, International Symposium on Earth Reinforcement, 133-138(1996)
- 48) 吉岡淳，久楽勝行，佐藤正博：ジオテキスタイルと土とのせん断試験，第2回ジオテキスタイルシンポジウム論文集，49-55(1987)

第3章 開発材料の水平排水機能の実施工による評価

3. 1 概説

GHDの排水補強盛土への適用に先立ち、第2章で論じたGHDの材料特性の内、まず水理特性の評価を現場へ適用する。本章ではその現場実験の成果について論じる。すなわち、第2章で示したろ過機能基準をGHDのフィルター材に適用して、その妥当性を実施工において検証する。

また、各タイプのGHDの上載圧下における面内方向通水性試験結果を示すとともに、それらと比較しつつ水平排水機能の実施工による評価結果を論じる。適用する工種は軟弱地盤改良工におけるサンドマット代替の水平ドレーンである。

深層地盤を対象とする地盤改良工法の内、圧密沈下の促進を改良原理とするものにバーチカルドレーン工法がある。現在我が国で使用されているバーチカルドレーン工法は、砂を透水材料に用いたサンドドレーンや袋詰めサンドドレーンと、ジオシンセティック材料を用いるプラスチックボードドレーンの2工法に大別される。軟弱な粘性土地盤に砂あるいはジオシンセティックの鉛直ドレーンを多数配置して、排水距離の短縮を図り、圧密を促進させて地盤の強度および変形特性を改善するものである¹⁾。

通常、バーチカルドレーン工法による埋立地等の軟弱地盤改良では、トラフィカビリティーの確保と、鉛直ドレーンによる排水を地表部で水平方向に排水するためにサンドマットが併用される。サンドマットは排水層を付与する役割を担うので、サンドマットの透水性が工法そのものの効果を決定する重要な因子となっている。したがって、バーチカルドレーン工法が有効に機能するためには、海砂あるいは良質な山砂など良質材をサンドマットに用いなければならない。しかし近年、良質で安価な砂が枯渇し、その確保が困難になりつつある。透水性の悪い山砂などをやむをえず用いる場合には、水平ドレーンを併用する必要がある¹⁾。さらには、天然資源保護の観点から、透水性に優れたサンドマット代替材料の開発が求められている²⁾。

サンドマット代替材料は上載圧下の面内方向通水性に優れ、目詰まりによる排水性低下のないことが要求される。GHDは、水平排水機能と補強機能を併せ持った材料であるから、それらを満たし、サンドマット代替として機能しうると考えられる。

本章は、**第2章**で論じたフィルター材の水理特性に関する評価結果、ならびに土中におけるGHDの水平排水機能を、実施工において評価した結果を論じるとともに、サンドマット代替の水平ドレーンとしてのGHDの現場適用性を示す。

3. 2 実験の概要

3. 2. 1 実験に用いたGHDの概要

GHDの基本構造に関しては既に2. 4. 1で論じた。この内、本実験ではタフテッドファブリック、網状モノフィラメント、立体編物、プラスチックコアの4つのタイプのGHDを試作した。試作材料は各タイプ数点ずつ計11材料である。GHDをサンドマット代替の水平ドレーンとして適用する場合、材料特性に関しては次の諸点の性能が要求される。

- ①上載圧下での面内方向通水性
- ②フィルター材の垂直方向透水性
- ③フィルター材のろ過性
- ④引張り強度
- ⑤耐圧縮性

この内、②と③に関しては、基本的には2. 2. 4で論じたフィルター材のろ過機能基準を満たす材料を選定し、試作に用いることとした。しかし、この基準において、実質性能の垂直方向透水係数に対して 10^0cm/s という上限値を考えたことに関しては、必ずしも明確な検証ができていない。垂直方向透水性の大きい繊維集合体は空隙率も大きいので、土粒子がフィルター材を通過して構造内部に貯留し、通水を妨げる懸念がある。そこで、一部その検証を意図したフィルター材選定を行った。

一方、サンドマットに替わりうるという点では①の重要度が最も高い。そこで、試作後①および④と⑤の性能に関する評価試験を行い、その評価結果に基づき各タイプから1種類ずつ選定して現場実験に適用した。評価試験方法の概要を表3-1に示す。試験結果を表3-2に示す。また選定の結果、現場実験に適用した材料の仕様や断面模式図を図3-1に示す。

タフテッドファブリックは、針で基布にループ状のパイルを多数植え込み、基布裏側にラテックスを塗付してパイルを固定したもので、カーペットの構造を応用したものである⁵⁾。表3-2の結果から、厚みがあり面内方向透水係数に優れる試料No.1を選定した。フィルター材には、初期性能の垂直方向透水係数が $1.6 \times 10^0\text{cm/s}$ のニードルパンチ不織布を複合している。網状モノフィラメントは擁壁裏面の排水に用いる材料⁶⁾を応用したものである。各性能項目において平均的な性能の試料No.4を選定した。フィルター材は垂直方向透水係

表3-1 各性能の評価試験方法

性能項目	試験方法
面内方向通水性	地盤工学会基準案 JGS T 932 ³⁾ に準ず 試験片の大きさ：幅5cm、長さ10cm 上載圧：98kPa～294kPa 水頭：5cmH ₂ O
引張り特性	広幅試験法 ⁴⁾ つかみ幅：20cm つかみ間隔：10cm 引張り速度：10cm/min
圧縮特性	試験片の大きさ：直径8.7cm 圧縮速度：0.5cm/min

表3-2 評価試験結果

GHD		厚さ (mm)	単位面積 当たりの 質量 (g/m ²)	垂直方向 透水係数 (cm/s)	面内方向透水係数 (cm/s)		5%伸長 時強度 (kN/m)
					98kPa	294kPa	
A	1	17.1	1895	1.6×10^0	1.2×10^0	4.2×10^{-1}	2.4
	2	5.4	1016	5.4×10^{-2}	9.3×10^{-2}	3.7×10^{-2}	5.7
	3	5.3	811	1.2×10^{-1}	2.1×10^{-1}	5.5×10^{-2}	3.8
B	4	5.9	643	8.9×10^{-1}	4.4×10^{-1}	2.0×10^{-1}	4.2
	5	29.5	1248	4.7×10^0	1.7×10^1	8.1×10^0	1.1
C	6	5.3	407	1.1×10^1	2.5×10^1	1.7×10^0	0.39
	7	8.0	607	1.4×10^0	3.5×10^0	9.0×10^{-1}	0.25
	8	3.8	1139	2.1×10^{-1}	1.7×10^0	2.6×10^{-1}	0.59
	9	6.1	1367	2.9×10^{-1}	6.1×10^{-1}	3.9×10^{-1}	0.54
D	10	5.5	544	1.0×10^{-1}	6.1×10^0	6.0×10^0	9.2
	11	10.3	1981	1.2×10^{-1}	2.3×10^1	2.2×10^1	34.7

注) A : タフテッドファブリックタイプ C : 立体編物タイプ

B : 網状モノフィラメントタイプ D : プラスチックコアタイプ

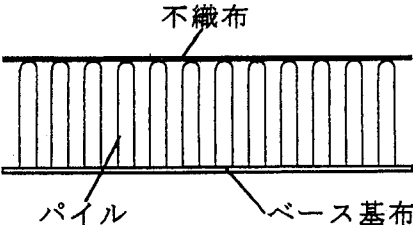
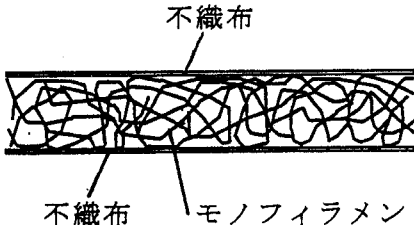
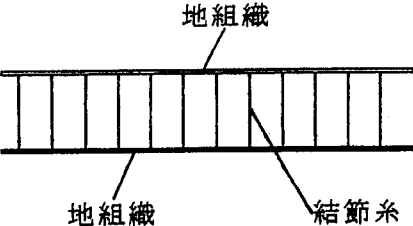
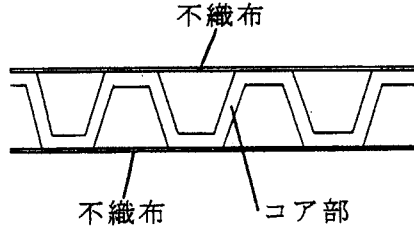
タフテッドファブリックタイプ	網状モノフィラメントタイプ
 <p>不織布</p> <p>パイル</p> <p>ベース基布</p> <p>ベース基布：PET パイル：PP 11880(d) 不織布：ニードルパンチ不織布</p>	 <p>不織布</p> <p>モノフィラメント</p> <p>不織布</p> <p>モノフィラメント</p> <p>不織布：ニードルパンチ不織布 モノフィラメント：PP 7000(d)</p>
立体編物タイプ	プラスチックコアタイプ
 <p>地組織</p> <p>地組織</p> <p>結節糸</p> <p>地組織：200(d) 結節糸：300(d)</p>	 <p>不織布</p> <p>コア部</p> <p>不織布</p> <p>コア部</p> <p>コア部：樹脂成形 不織布：サーマルボンド不織布</p>

図3-1 材料の仕様と断面図

数 $8.9 \times 10^{-1} \text{ cm/s}$ のニードルパンチ不織布を複合した。

立体編物は表裏2層の編地と、それらを連結する結節糸によって構成されている。表裏地組織にはマルチフィラメントを、結節糸にはモノフィラメントを用いてダブルラッセル経編機⁷⁾によって一工程で立体編成される。表層の編地がフィルター部になるが、これは厚さ $200 \mu\text{m}$ 程度のきわめて薄い布帛状を呈する。本実験で試作したこのタイプのGHDの垂直方向透水係数は、表3-2のごとく $10^{-1} \sim 10^1 \text{ cm/s}$ オーダーであった。元来、我が国における編物の土木用途での使用は1%に満たず⁸⁾、きわめて少ない。したがって、2. 2で論じた代表的ジオシンセティックの水理特性評価の対象にはしていない。立体構造であるから、圧縮によって材料自体は厚さ方向の変形を生じるであろうが、ニードルパンチ不織布とは異なり、表層の編地が受ける影響はきわめて小さいと考えられる。すなわち、フィルター部の垂直方向透水係数に関しては、初期性能を実質性能として見込める材料である。

そこで、2. 2. 4で論じたるろ過機能基準を確認し、その上限値を検証するという観点から、ろ過機能基準の上限値に近い垂直方向透水係数を有する試料No.7を選定した。すなわち、試料No.1とNo.4およびNo.7のフィルター材の垂直方向透水係数は類似しているが、前二者の場合には圧縮変形によって実質性能が低下すると考え、No.7の実質性能に関しては初期性能が維持されることを想定している。

また、プラスチックコアは、耐圧縮性があり側圧下の通水性に優れるプラスチックボードドレーン材⁹⁾を改良したものである。通水断面が大きく上載圧下での面内方向透水係数、耐圧縮性等、全ての項目において優れた性能を有する試料No.11を選定した。

3. 2. 2 実験現場と現場計測

実験現場は、大阪府堺市築港新町地先の大阪産業廃棄物処理公社堺事業所、堺第7-3区産業廃棄物処分場である。処分場内は幅35mの盛土による区割堤で26の区域に分けられており、実験はPポンドと称する処分場中央部西端区域で行った。Pポンドは南北400m、東西200mあり、その中の東寄り南北110m×東西10mの区域を実験区域とした。処分場平面図を図3-2に示す。

当処分場では、産業廃棄物を埋土としてポンドの中央、軟弱沖積粘土層上

に投入している。そのため、従来の海底地盤であったこの軟弱な沖積粘土層は、埋土の荷重により Pond 周辺部区割り堤付近へと押し出され、産業廃棄物を包み込んでいる。したがって、沖積粘土層厚は Pond 中央部で約 8m、周辺部では 20m 以上にもおよんでおり、さらにこの粘土層は押し出されることでかなり攪乱された状態となっている。逆に、産業廃棄物埋土層は Pond 中央部で 15m 以上、周辺部では 4m 弱となっている。なお、平均地盤高は O. P. +4.9m である。Pond 内地盤の概略断面を図 3-3 に示す。

現場地盤の土質特性は、産業廃棄物埋土層は主に粘性土から砂質土の混合状を呈する汚泥や砂礫状のガレキ等が層状ないしブロック状に不規則に分布している。鉋さいや鉄片、コークス、陶器やガラス片なども混入している。一方、沖積粘土層は旧海底粘土層で、自然含水比が高いため攪乱による強度低下が著しいのが特徴である。

さらに、この工区は既に地盤改良工としてプラスチックボードによるバーチカルドレーンが、1.6m 間隔の正方形配置で打設されている。ドレーン長は約 23m であり、上部のサンドマットは厚さ 30cm である。

この実験の目的は、開発した GHD をサンドマット代替として適用し、その水平排水機能を実施工で検証することであるから、既設のサンドマット部分を除去して現場実験を行うこととした。したがって、この現場実験の工程は以下のとおりである。

- ① サンドマットを除去し、バーチカルドレーンの頭部を地表面に出す。
- ② 計測計器の設置ならびに土質試料採取のためのボーリング
- ③ GHD の敷設
- ④ 4m の盛土（下部 1m に粘土、上部 3m に建設残土を用いた）

実験工区は、サンドマットが除去された実験区域を南北方向に 5 つに区分し（1 区画：南北 22m × 東西 10m）、4 種類の GHD をそれぞれ敷設する工区と、比較のために水平方向の排水材をいっさい用いない工区とを設けた（この工区でもサンドマットは撤去されている）。GHD の配置は、最南端の工区から順に立体編物、タフテッドファブリック、プラスチックコア、網状モノフィラメントとし、残る最北端の工区を排水材を用いない工区とした。P Pond の現場平面図を図 3-4 に、各工区の配置図を図 3-5 にそれぞれ示す。GHD は幅 30cm の带状で、図 3-6 の敷設のモデル図や写真 3-1、写真 3-2 に示したように、GH

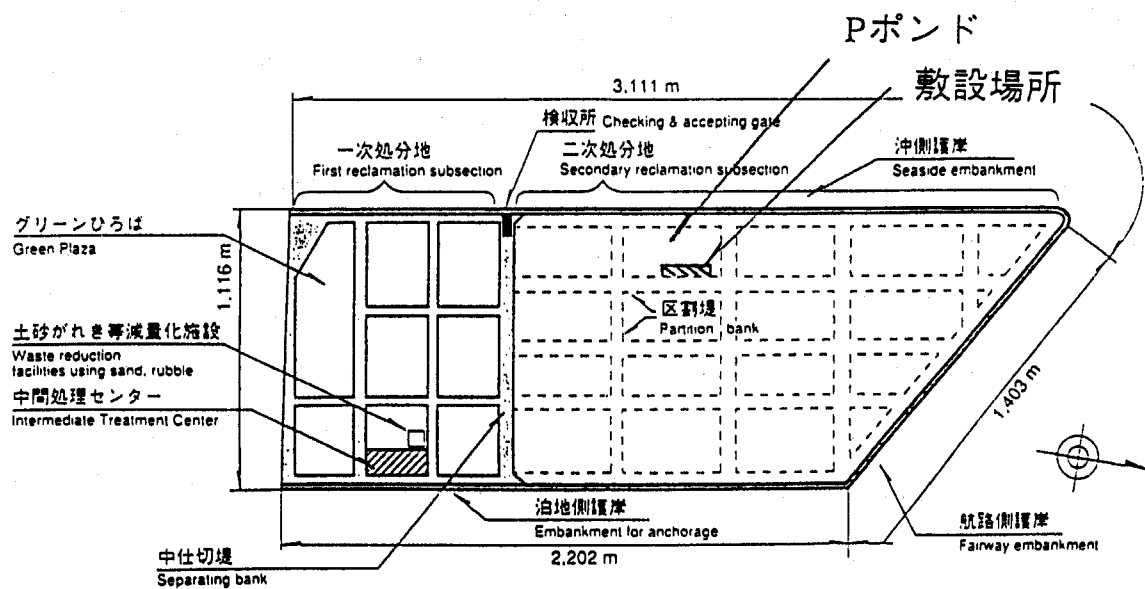


図3-2 産業廃棄物処分場平面図

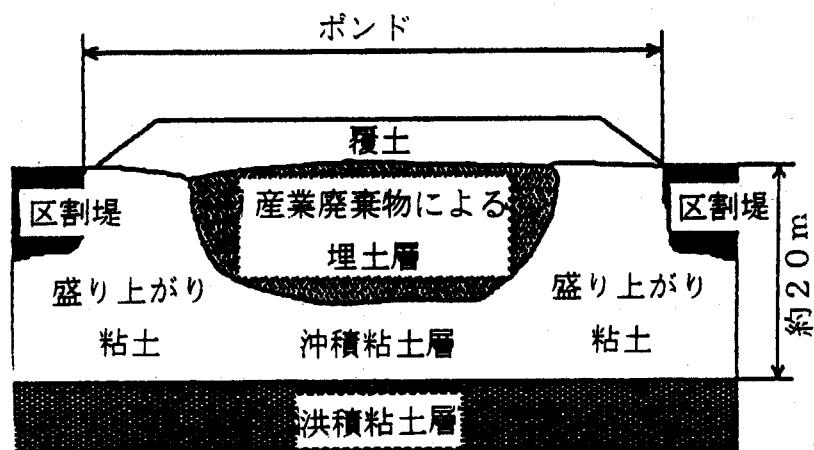


図3-3 P Pond断面概略図

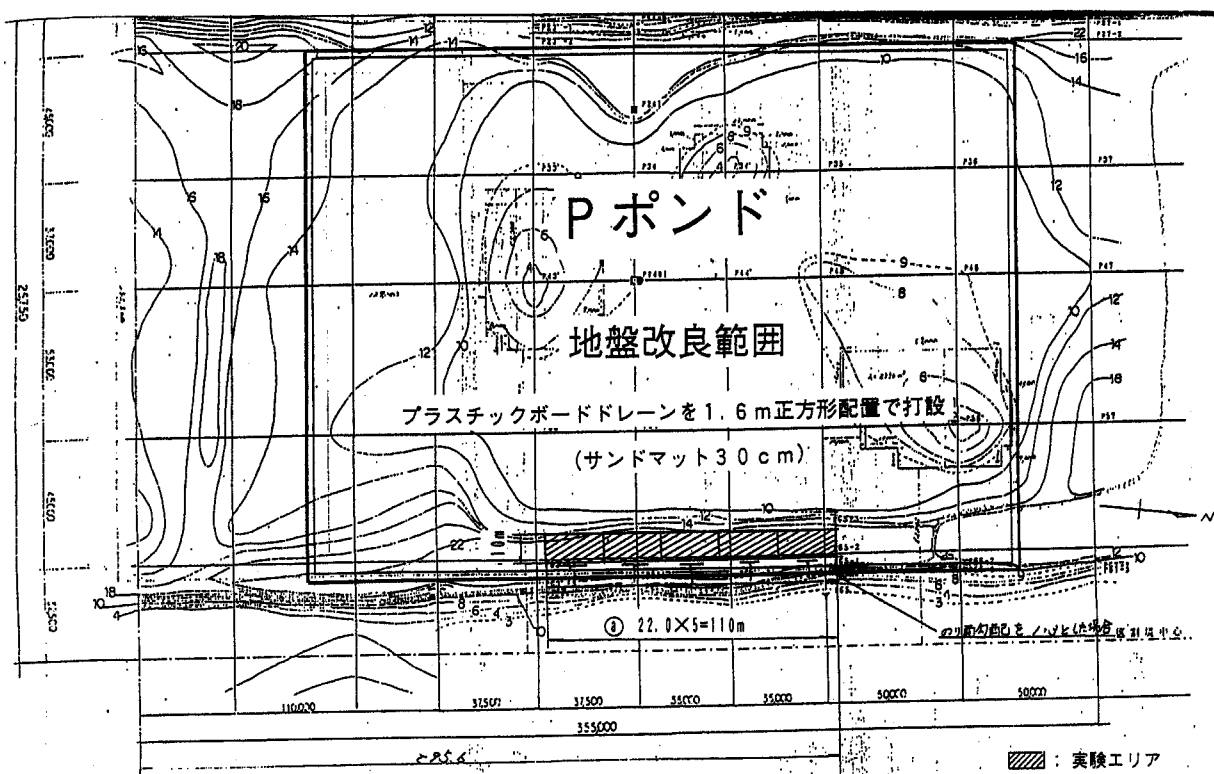


図3-4 P ポンド現場平面図

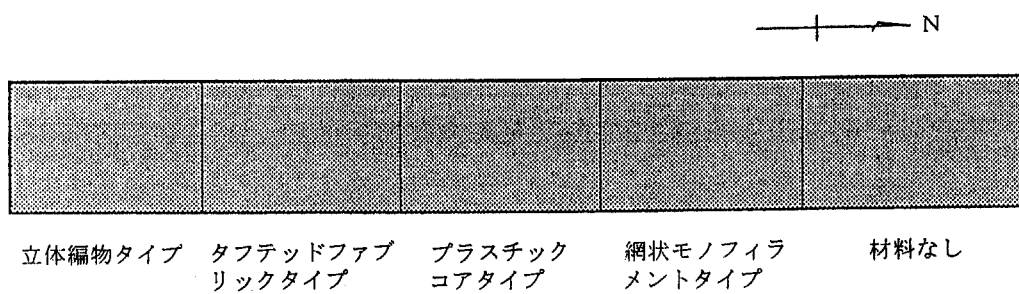


図3-5 各工区の配置図

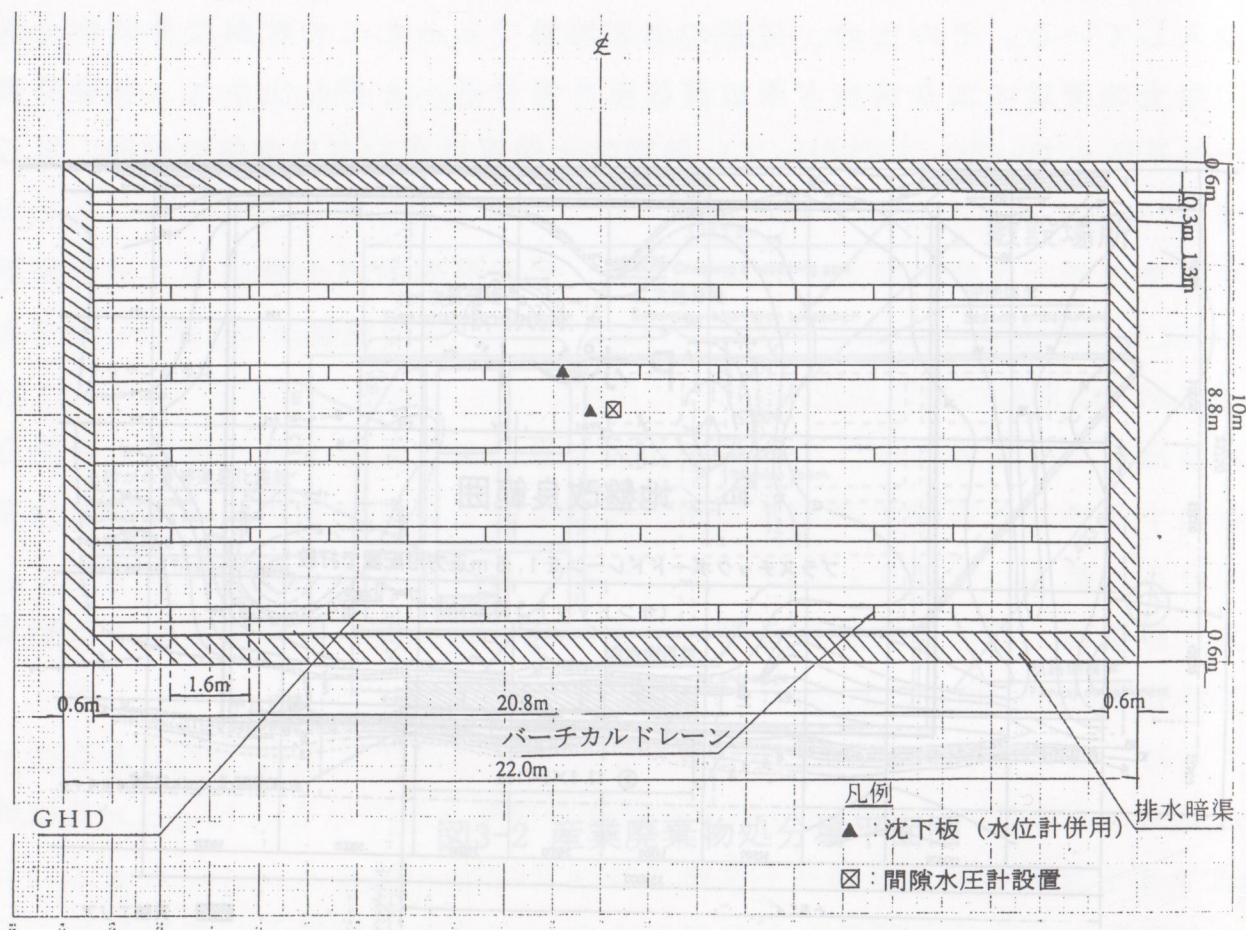


図3-6 GHD敷設モデル図



写真3-1 敷設状況



写真3-2 敷設後の全景



写真3-3 排水暗渠への接続

Dを既設のプラスチックボードドレーンの頭部に接続する形で敷設した。また、各工区の境界には既設の排水暗渠が設置されており、GHDの各端部は写真3-3のように排水暗渠に接続した。

GHDの効果を確認するため、表3-3の沈下板（水位観測管併設）、間隙水圧計、水位観測管の各計測計器を設置した。計器設置位置の平面図を図3-7に示す。

3. 3 現場計測結果

表3-4に沈下量の現場計測結果を示す。また、図3-8に敷設材料別の沈下曲線を示す。永井¹⁰⁾は、Pポンド内に3ないし6mの盛土を行った場合の圧密沈下量予測値を算出している。すなわち、この地盤はポンド内の位置によって各層の層厚が大きく異なるものの、地盤を構成する地層は全て同じであり、最下層から洪積粘土層（Ma-11およびMa-12）、沖積粘土層、投入された産業廃棄物埋土層、そして圧縮沈下すると予想される盛土層を対象に、Cc法を用いて沈下予測を行っている。その結果を表3-5に示す。他のポンドの沈下予測計算の結果と併せ、沖積粘土層厚と最終圧密沈下量予測値の間にはほぼ比例関係があること、沈下の大部分は末圧密状態である沖積粘土層の沈下であることを明らかにしている。

図3-8中の沈下予測曲線は、この現場実験の施工区域に4m盛土を行った場合の圧密沈下量として同様に、永井によって算出されたもので、前述の沖積粘土層厚と最終圧密沈下量との間の比例関係を用い、平均粘土層厚20m、計測開始に至るまで約180日の放置期間があったとして、Barronの圧密方程式の近似解を使って理論圧密度を求め、算出されたものである。なお、圧密係数としては室内試験結果の平均値 $40\text{cm}^2/\text{day}$ を使っている。

まず、沈下状況は、図3-8に示したようにGHDを敷設しなかった工区を含め、全ての工区で理論計算値を上回る沈下量が計測された。しかし、この処分場の沖積粘土は、廃棄物埋立てによる側方流動によって著しい攪乱を受けており、盛土時には攪乱によって発生した過剰間隙水圧が残留し、そのための沈下が加味されたものと考えられる。したがって、図3-9に示した地中間隙水圧は、計測開始時、本来ならば0でなければならない過剰間隙水圧の値が、

表3-3 観測項目

計 器	数 量	備 考
沈 下 板 (水位観測管併設)	9 ケ	GHD敷設工区: GHD敷設部および 地盤に1 ケずつ設置 (図3-6参照) 敷設しない工区: 地盤に1 ケ
間隙水圧計	5 ケ	各工区に1 ケ
水位観測管	5 ケ	各工区排水暗渠に設置

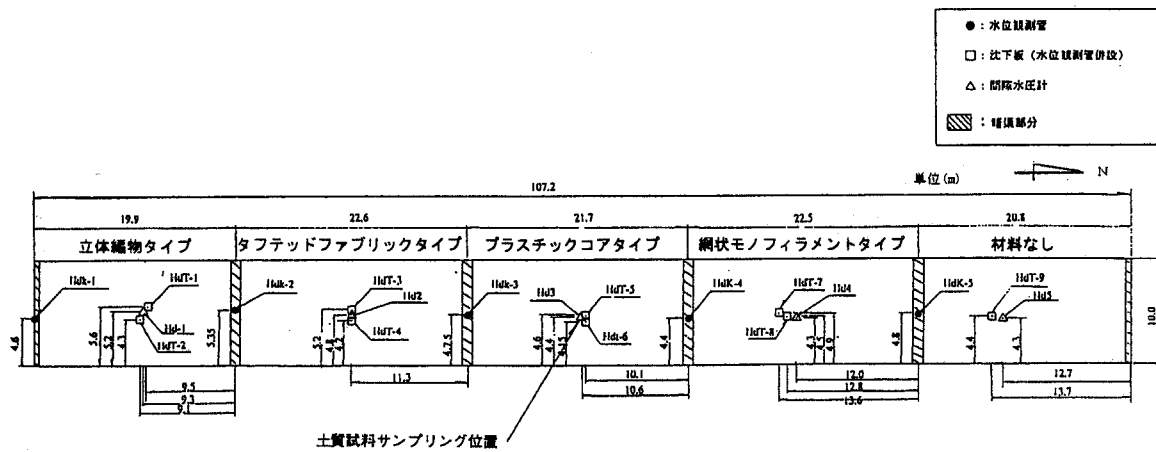


図3-7 計器設置位置平面図

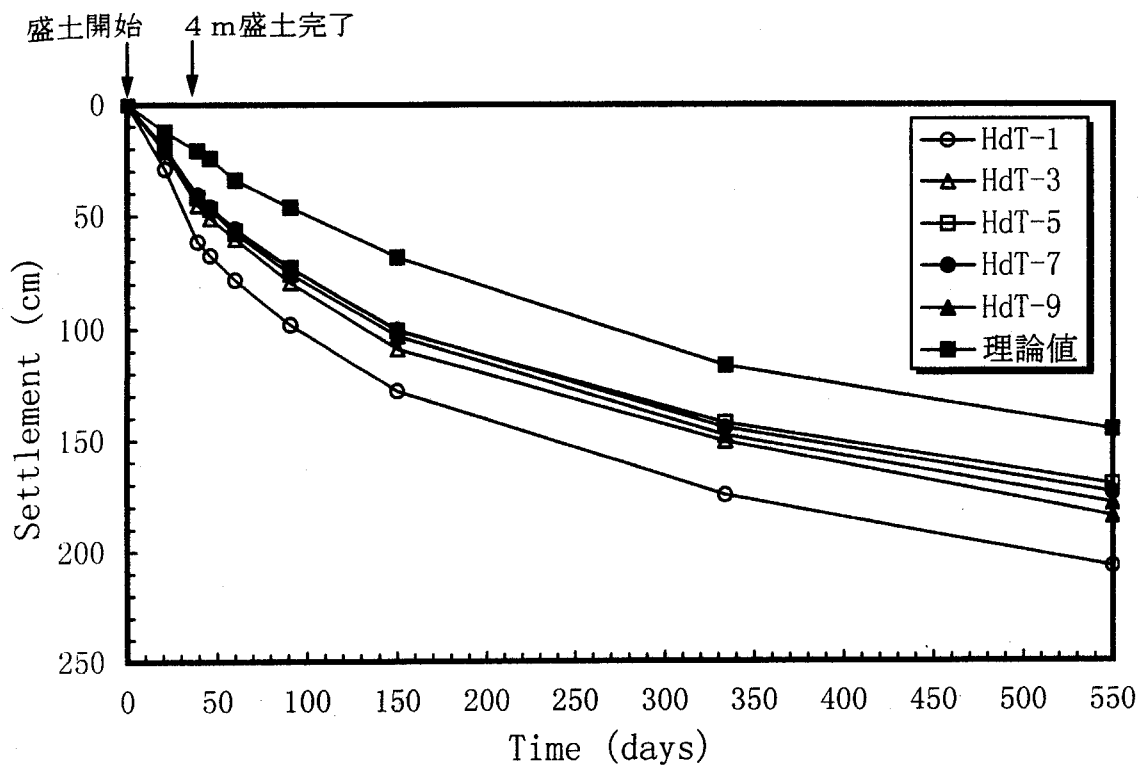
表3-4 沈下量の現場計測結果

HdT-1	HdT-3	HdT-5	HdT-7	HdT-9
HdT-2	HdT-4	HdT-6	HdT-8	

立体編物タイプ タフテッドファブリックタイプ プラスチックコタイプ 網状モノフィラメントタイプ 材料なし

単位 (cm)

盛土高 番号 (m)	0 10/25	2.0 11/15	4.0 12/3	4.0 12/10	4.0 12/24	4.0 1/24	4.0 3/24	4.0 9/24	4.0 4/28
① HdT-1	0	29.1	61.4	67.5	78.2	97.9	127.9	174.9	207.2
② HdT-2	0	27.6	56.4	62.7	70.4	89.4	118.9	168.4	200.5
③ HdT-3	0	21.0	45.0	50.8	60.1	79.3	108.8	150.8	184.4
④ HdT-4	0	20.6	42.6	48.0	57.6	75.5	104.3	148.8	178.4
⑤ HdT-5	0	19.9	41.7	46.8	56.6	73.0	100.7	142.4	170.2
⑥ HdT-6	0	19.1	40.0	45.1	53.8	70.7	97.1	137.6	164.8
⑦ HdT-7	0	19.3	40.6	45.9	55.6	72.8	100.3	144.5	173.9
⑧ HdT-8	0	18.1	37.4	42.3	52.0	68.7	95.7	138.9	167.9
⑨ HdT-9	0	19.8	41.3	46.6	57.5	75.5	103.0	148.0	178.6



HdT-1: 立体編物タイプ HdT-3: タフテッドファブリックタイプ
HdT-5: プラスチックコアタイプ HdT-7: 網状モノフィラメントタイプ HdT-9: 材料なし

図3-8 沈下状況

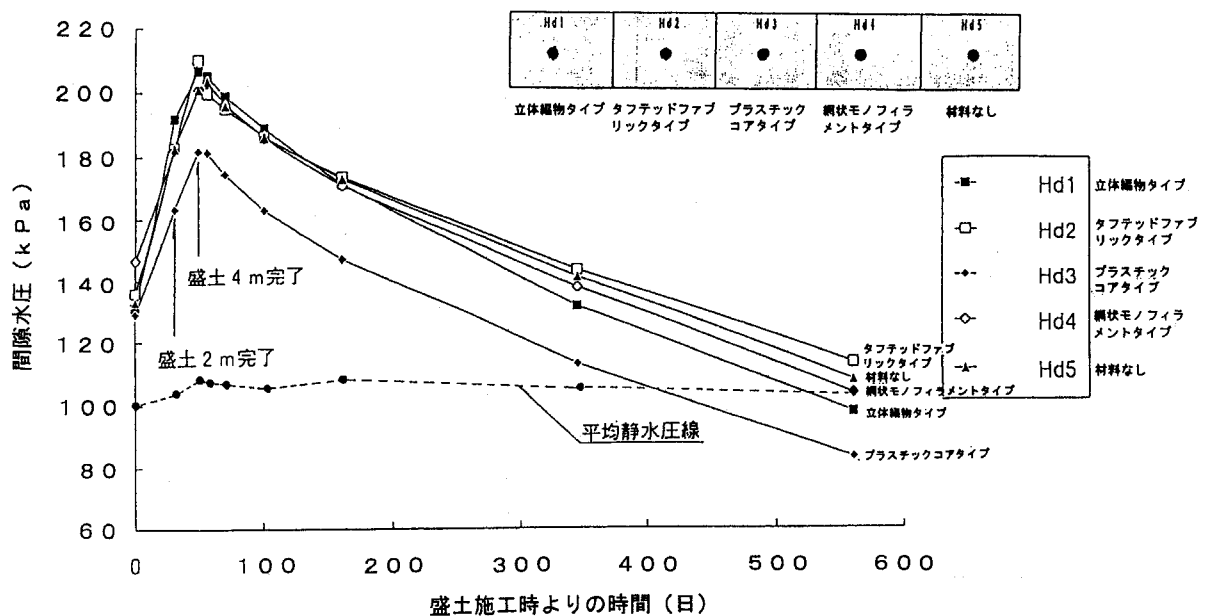


図3-9 間隙水圧測定結果

表3-5 Cc法による現場地盤の沈下予測¹⁰⁾

(1)盛土厚 3 m の場合

	P-440		P-241	
	層厚 (m)	沈下量 (cm)	層厚 (m)	沈下量 (cm)
盛土層	3.0	8.6	3.0	8.6
産廃埋土層	15.5	11.0	3.8	1.8
沖積粘土層	8.3	121.4	20.5	266.1
洪積粘土層	20.0	22.6	20.0	22.6
合計	46.8	163.6	47.3	299.1

(2)盛土厚 6 m の場合

	P-440		P-241	
	層厚 (m)	沈下量 (cm)	層厚 (m)	沈下量 (cm)
盛土層	6.0	34.4	6.0	34.4
産廃埋土層	15.5	17.9	3.8	2.5
沖積粘土層	8.3	143.5	20.5	334.7
洪積粘土層	20.0	50.1	20.0	50.1
合計	49.8	245.9	50.3	421.7

約20～50kPaとなっており、粘土層中に残留する間隙水圧を示している。このことは、図3-9において最終計測時の間隙水圧の値が初期値を下回っていることから確認できる。さらに、同じ区域内でも位置によって沖積粘土層の厚さが異なるという現場条件を考え合わせると、この沈下挙動は上述のCc法による予測結果と同程度の結果を示していると考えられる。

ここで、立体編物を敷設した工区（HdT-1観測点）の沈下量だけが比較的大きいが、これはこの工区だけ原地盤高が低く凹凸があったため、材料敷設前に粘性土を投入して地盤高を上げたことが原因であると推察される。

一方、材料を敷設しなかった工区も敷設工区と同程度に沈下し、同じように間隙水圧が消散している。これは、この工区の被覆土（産業廃棄物埋土）に予想を上回る、かなりの砂礫成分が含まれており、その部分を通じて排水したのではないかと考えられる。このことは、表3-6ならびに図3-10に示した沈下板併設分の水位観測結果からも推察できる。すなわち、表3-6中の3月24日の計測時において、計測日前日が雨であったため実験工区全体の地下水位が上昇しているが、この内、材料なしの工区のみが他の工区に比べて水位が低い。この水位（O.P.+3.36m）は、それぞれの工区の上に設置されている排水暗渠の水位（表3-7:3月24日の計測値はO.P.+3.34～3.37m）とほぼ同じである。これに比べ、GHD敷設工区の沈下板併設分の水位は、それぞれ差はあるものの、表3-7の排水暗渠水位よりも高くGHDを通じて排水がなされているといえる。

材料を敷設しなかった工区の被覆土からの排水について、現場計測終了後、さらに次の検証を行った。Pポンドでは、プラスチックボードドレーンによる地盤改良の際に土質調査が行われ、現場実験区域付近で動的円錐貫入試験が実施されていた。図3-11にその調査位置ならびに調査結果を示す。この結果より、GHD敷設工区付近のP63'-2、P64-3、P64'-3では、沖積粘土層上部の被覆土の部分のNd値（ $Nd=1.15 \times N$ 値）は平均約Nd=1～5回（一般に沖積粘土の場合N値=0～4回）で、明らかに粘性土であると認められる。それに比べて、材料を敷設しなかった工区付近のP65-1、P65-2の被覆土部分のNd値は平均約Nd=12程度であり、GHD敷設区域の被覆土と比べて、明らかに砂礫分が多いことがわかる。さらに、実際に実験を実施した各工区の地盤の透水性を確認するために、最終計測が終了した1ヶ月後（5月27日）、実験現場において、沈下板の鋼管上端より清水を注水し、その水位が低下する時間を計測した。試験状

表3-6 沈下板併設分の水位観測結果

HdT-1	HdT-3	HdT-5	HdT-7	HdT-9
HdT-2	HdT-4	HdT-6	HdT-8	

立体編物タイプ タフテッドファブリックタイプ プラスチックコアタイプ 網状モノフィラメントタイプ 材料なし

'91

'92

※：－は水位確認できず
数値 は OP+ 表示である

	初期値 (10/21)	盛土2m 11/15	盛土4m 12/3	盛土4m 12/10	盛土4m 12/24	盛土4m 1/24	盛土4m 3/24	盛土4m 9/24	盛土4m 4/28
HdT-1	※ -	3.58	3.73	3.69	3.60	3.46	3.65	3.16	3.09
HdT-2	-	3.52	3.70	3.63	3.50	3.32	3.55	3.05	3.00
HdT-3	-	3.41	3.67	3.59	3.44	3.30	3.72	3.17	3.04
HdT-4	-	-	3.65	3.58	3.43	3.32	3.76	3.12	3.04
HdT-5	-	-	3.68	3.64	3.55	3.38	3.49	3.03	3.00
HdT-6	-	3.78	3.79	3.74	3.64	3.47	3.58	3.04	2.98
HdT-7	-	-	-	-	-	-	3.53	3.06	3.01
HdT-8	-	-	-	-	-	-	3.57	3.04	2.99
HdT-9	-	-	-	-	-	-	3.36	3.06	3.02

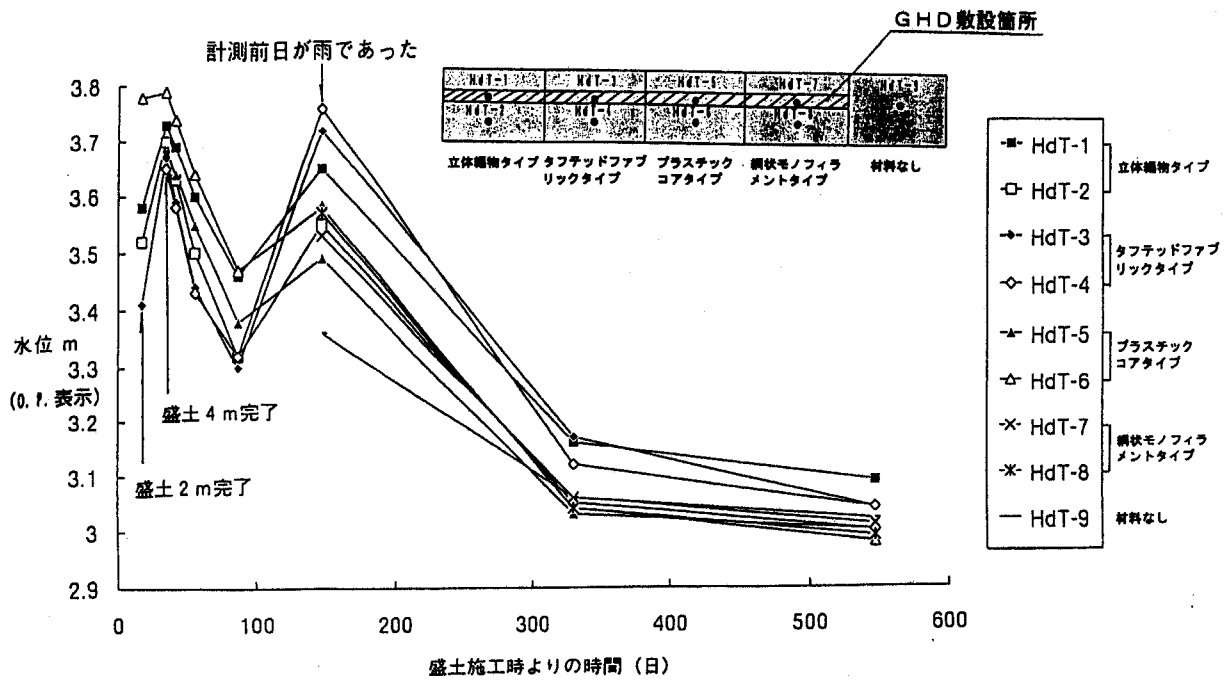
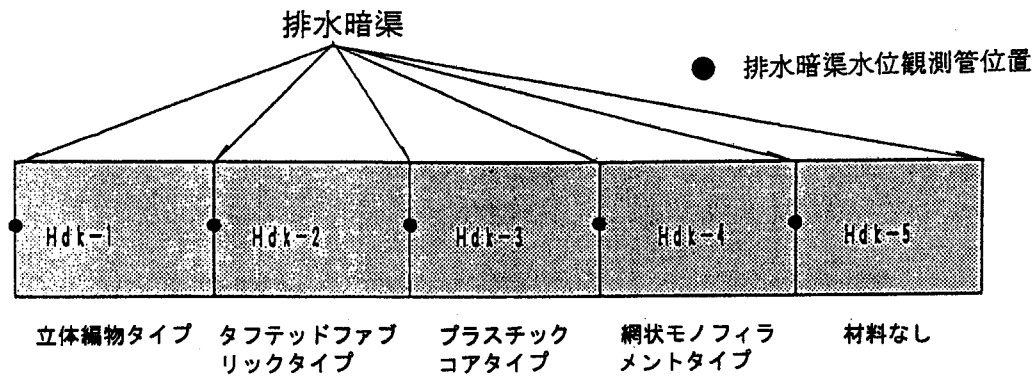


図3-10 水位観測結果 (沈下板併設分)

表3-7 排水暗渠水位観測結果



	初期値 (10/21)	盛土2m 11/15	盛土4m 12/3	盛土4m 12/10	盛土4m 12/24	盛土4m 1/24	盛土4m 3/24	盛土4m 9/24	盛土4m 4/28
HdK-1	O.P. +2.41	2.82	3.48	3.37	3.14	3.10	3.35	3.04	2.98
HdK-2	" 2.43	2.86	3.45	3.33	3.16	3.13	3.35	3.05	3.01
HdK-3	" 2.40	2.88	3.38	3.31	3.18	3.11	3.37	3.03	3.01
HdK-4	" 2.79	3.17	3.39	3.35	3.24	3.12	3.35	3.03	3.01
HdK-5	" 2.68	3.00	3.31	3.28	3.24	3.12	3.34	3.03	2.99

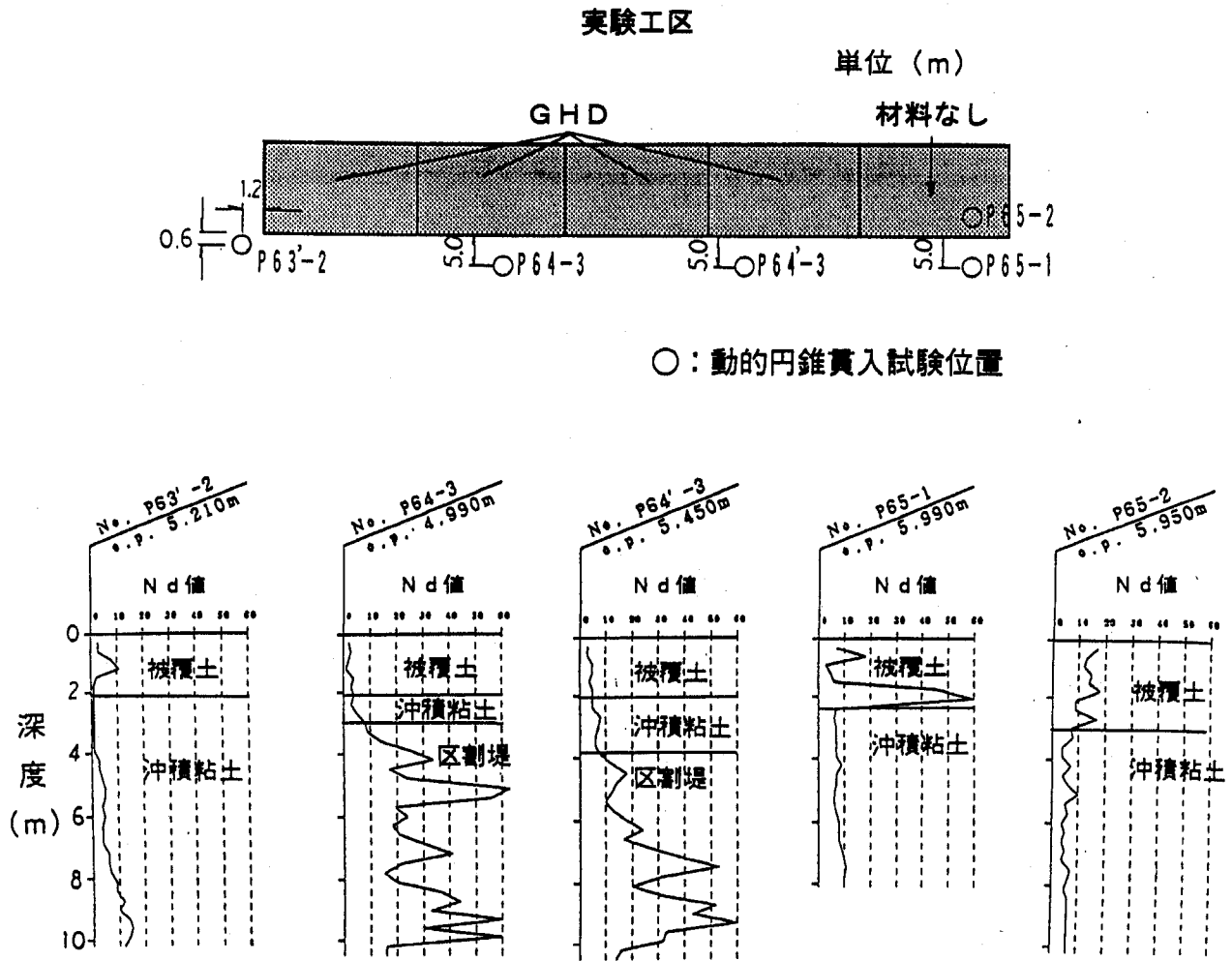


図3-11 動的円錐貫入試験結果

況を図3-12に示す。また、計測結果を表3-8に示す。図3-13には管天端からの水位の経時変化を示す。実験工区地盤の透水性を比較すると、図3-13から明らかなように、材料を敷設していない工区ではきわめて水位低下が速く、この工区の沖積粘土上部の被覆土地盤がかなりの排水性を有していると考えられる。また、GHD敷設工区では地盤上に設置した沈下板の水位よりも、GHD上に設置した沈下板の水位の方が水位低下が速い。

以上の結果ならびに考察から、GHDを敷設した工区と敷設していない工区の被覆土は、図3-14のように破線付近で土質が変化しており、GHDを敷設していない工区の沈下は、その被覆土部分での排水によるものと結論できる。

また、材料の排水性に関しては、前述した図3-9の間隙水压変動の状況から、材料の排水性によってどの工区も順調に水压が消散していることがわかる。表3-9に各GHDの上載圧下の通水性能を示す。プラスチックコアが上載圧の

影響を受けず面内方向通水性に最も優れる。これに対応して土中でも、この工区（図3-9におけるHd3）の間隙水圧だけが終始低い。すなわち、プラスチックコアタイプは水平排水材としての排水断面の余裕が大きいといえる。その他の材料間ではそれほど大きな差はない。しかし、図3-15に示した排水暗渠内水位観測結果は全体的には盛土施工後、一定の水位（O.P.+3.0～3.1m）を保っており、この挙動からも全ての材料が水平ドリレンとして正常に機能し、4m程度の盛土でも十分有効で、効果を発揮していると考えられる。

以上の結果から、2. 2. 4で論じたる過機能基準は実施工においても有効であると評価できる。また、その上限値に関しては次のように考察される。適用材料の内、タフテッドファブリックと立体編物はフィルター材の初期性能垂直方向透水係数、ならびに上載圧下の面内方向通水性能に関して、ほぼ同等の性能である。しかし、立体編物の場合には土中における実質性能の垂直方向透水係数が、上限値（ $1 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ ）に類似した値にあると想定して適用している。図3-13において、立体編物だけがGHD上と地盤上の水位低下挙動が類似している。その他のデータから、問題となるような目詰まりは生じていないと判断されるものの、この結果から安全側に立てば、ろ過機能基準において $5 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$ を越えないとしたことは妥当であると結論できる。

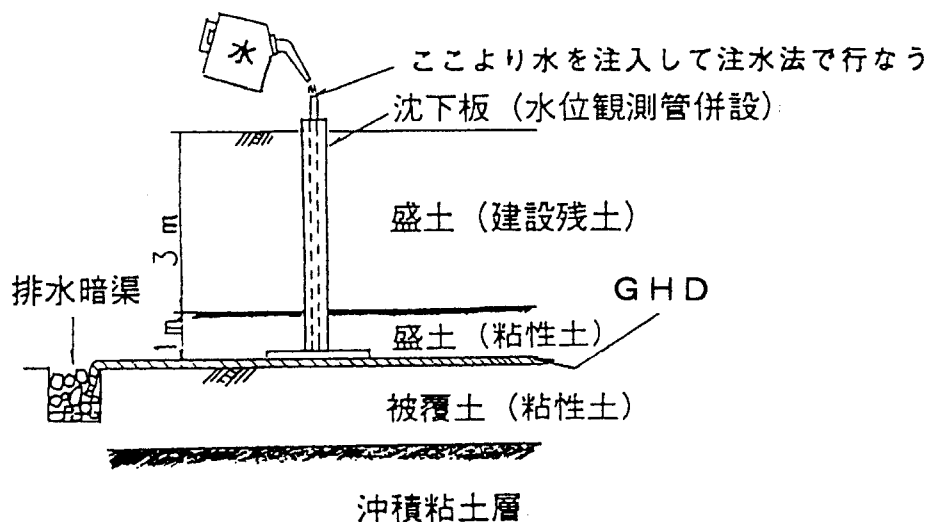


図3-12 注水試験

表3-8 注水試験結果

立体編物タイプ			タフテッドファブリックタイプ			プラスチックコアタイプ		
時間	Hd T-1 (GHD敷設)	Hd T-2 (地盤)	時間	Hd T-3 (GHD敷設)	Hd T-4 (地盤)	時間	Hd T-5 (GHD敷設)	Hd T-6 (地盤)
	管天端よりの自然水位			管天端よりの自然水位			管天端よりの自然水位	
	-3.15	-3.42		-2.54	-2.78		-3.23	-3.40
	管天端よりの 水位 (m)	管天端よりの 水位 (m)		管天端よりの 水位 (m)	管天端よりの 水位 (m)		管天端よりの 水位 (m)	管天端よりの 水位 (m)
10"	-0.25	-0.05	10"	-0.59		4"	-0.63	-0.05
15"	-0.28	-0.18	15"	-0.79		10"	-3.17	
30"	-0.30	-0.23	20"	-0.95		20"	-3.23	
1'	-0.35	-0.30	30"	-1.10	-0.1	30"		-0.13
2'	-0.46	-0.41	40"	-1.33		1'		-0.18
4'	-0.65	-0.59	1'	-1.65	-0.15	2'		-0.28
5' 30"	-0.80		2'	-2.19	-0.3	3'		-0.38
15'	-1.38		3'	-2.40	-0.45	4'		-0.50
30'	-1.95		4'	-2.49	-0.55	5'		-0.60

網状モノフィラメントタイプ 材料なし

時間	HdT-7 (GHD敷設)	HdT-8 (地盤)	時間	HdT-9 (材料なし)
	管天端よりの自然水位			管天端自然水位
	-3.40	-3.50		-3.17
	管天端よりの 水位 (m)	管天端よりの 水位 (m)		管天端よりの 水位 (m)
4"	-1.13		10"	-3.00
10"	-2.45	-0.80	15"	-3.15
30"	-3.20	-1.15		
45"	-3.34	-1.41		
1'	-3.37	-1.68		
2'		-2.35		
3'		-2.80		
4'		-3.04		

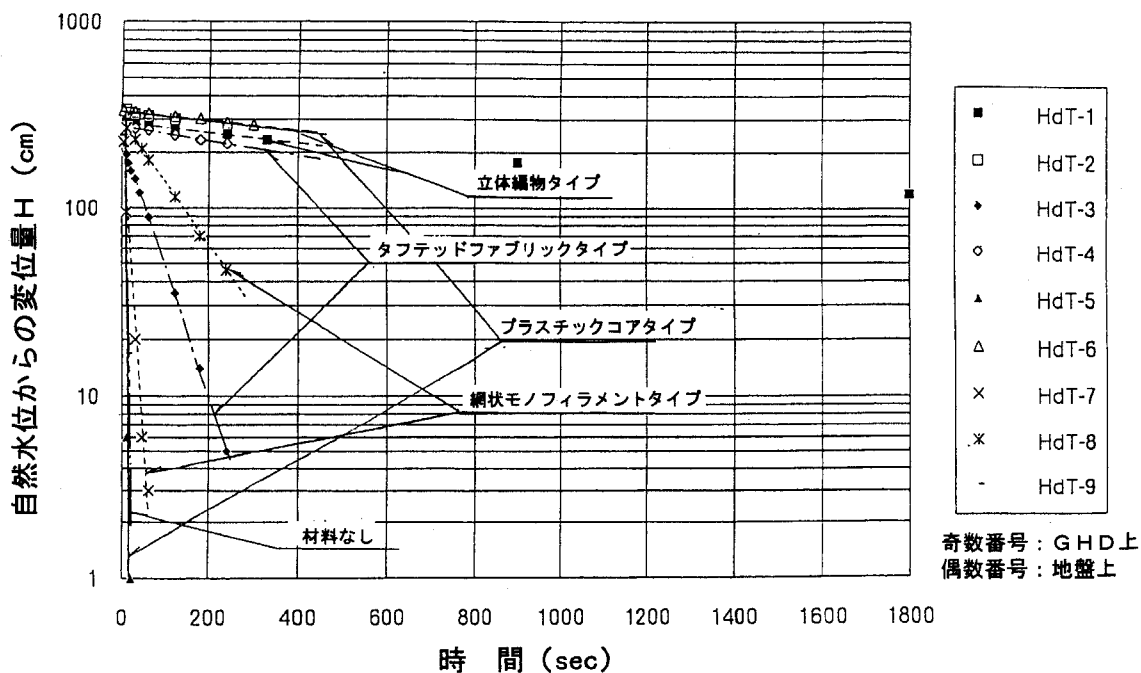


図3-13 管天端からの水位の経時変化

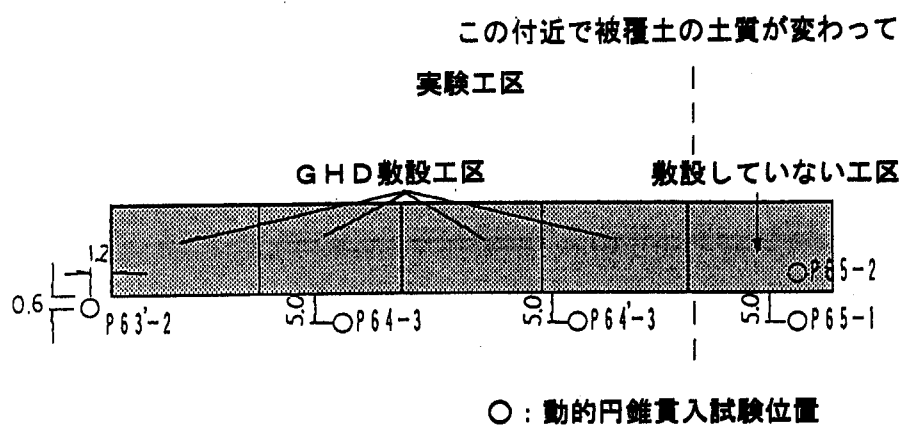


図3-14 現場被覆土の土質の変化

表3-9 GHDの上載圧下の面内方向通水性能

GHD	通水性能 (cm^2/s)	
	98kPa	294kPa
立体編物	0.8	0.2
タフテッドファブリック	1	0.3
プラスチックコア	23	22
網状モノフィラメント	0.1	0.05

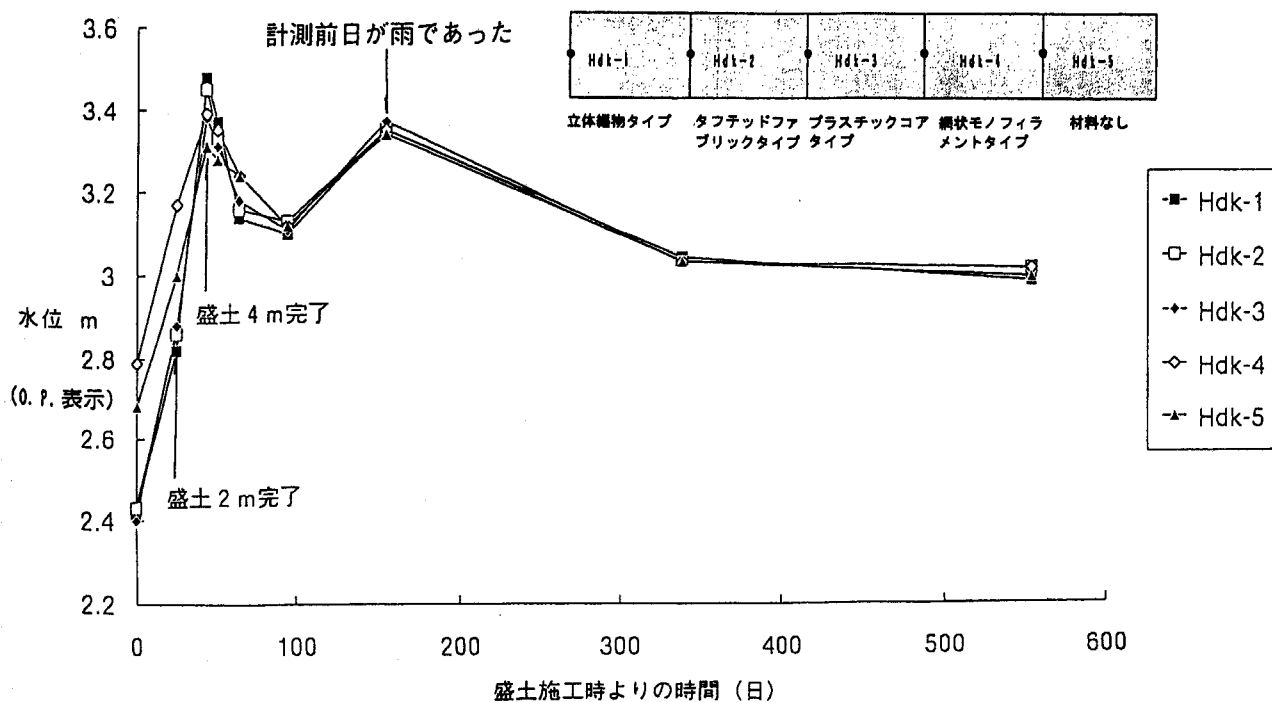


図3-15 排水暗渠内水位観測結果

3. 4 まとめ

第2章で論じた水理特性の評価結果を現場へ適用し、GHDの水平排水機能を実施工で評価すべく、GHDを軟弱地盤改良工のサンドマット代替の水平ドラドレーンに用いた現場実験を実施した。

実験の対象地盤が不均質な産業廃棄物で被覆されていたため、材料を敷設していない工区も含め、地盤特性だけを考慮した理論解析から推定される沈下曲線に類似した沈下性状を示した。しかし、動的円錐貫入試験結果ならびに水位観測孔を介した注水試験によって、実験現場の被覆土（産業廃棄物埋土）地盤の透水性を検証した結果、水平ドラドレーンを敷設していない工区の被覆土地盤の透水性が非常に良好であるのに対し、材料を敷設した被覆土地盤は細粒分が多く透水性が悪いことが判明した。こうした補足的な調査結果を加味し、以下のことが明らかになった。

- (1) ジオシンセティックの水理特性の評価結果から得た、ろ過機能基準に基づいてフィルター材選定をしたところ、目詰まりによる排水性低下もなく、ろ過機能基準の妥当性を実施工において確認した。
- (2) 開発したGHDは、4m程度の盛土でも水平ドラドレーンとして正常に機能した。理論解析から推定される沈下曲線に類似した沈下性状を示し、4mの盛土に対して約2mの沈下が得られた。この結果から、GHDの水平排水機能を実施工において確認できた。特に、材料特性評価において上載圧の影響を受けず、面内方向通水性に最も優れるプラスチックコアは、実施工においても優れた排水性を示し、耐圧縮性を備え排水断面の大きいことの優位性を示した。
- (3) 理論解析から推定される沈下が得られ、当該処分場の場合、4m程度の盛土でも受入れ廃棄物量の増大に十分効果を発揮した。また、施工がきわめて容易であり、材料敷設時に既設のプラスチックボードドラドレーンの頭部にホッチキス止めで接続するだけでよく、特殊な機材や熟練技術を必要とせず、優れた現場施工性を示した。したがって、GHDはサンドマット代替としても十分に適用しうる。

参考文献

- 1) 日本材料学会土質安定材料委員会編：地盤改良工法便覧，日刊工業新聞社，281-300(1991)
- 2) 嘉門雅史，大橋康広，水原芳行，辻芳伸，福森郁彦，菊田宏：帯状排水材の排水効果とその設計法について，第1回ジオテキスタイルシンポジウム発表論文集，95-100(1986)
- 3) 木暮敬二，軽部大蔵：新規制定の学会基準案「ジオテキスタイルの垂直方向透水性能試験方法」および「ジオテキスタイルの面内方向通水性能試験方法」について，土と基礎，Vol.42，No.2，86-88(1994)
- 4) ジオテキスタイルの適用方法に関する研究委員会：ジオテキスタイルの材料試験法（案），ジオテキスタイルの適用性に関するシンポジウム発表論文集，100(1990)
- 5) カーペット辞典編纂委員会：カーペット辞典，日本カーペット工業組合，96-97(1996)
- 6) 建設省建設経済局民間宅地指導室監修：擁壁用透水マット技術マニュアル，全国宅地擁壁技術協会，1-2(1997)
- 7) 日本繊維工業教育研究会：繊維工学Ⅱ編組，実教出版，198-201(1978)
- 8) 赤木俊允：1999年ジオシンセティックス使用量のアンケート調査結果，ジオシンセティックス技術情報，Vol.17，No.1，3-8(2001)
- 9) 野村忠明：材料紹介：「キャッスルボード」，ジオシンセティックス技術情報，Vol.12，No.1，41-44(1996)
- 10) 永井秀忠：帯状ドレーン材の透水性能に関する研究，京都大学卒業論文，(1992)

第4章 開発材料の補強機能の実施工による評価

4. 1 概説

本章では、開発したGHDを実際に盛土補強に適用し、その補強機能について考察する。ジオシンセティック材料を用いた従来の盛土補強工法には主に、土質材料の欠点である「引張りに対する弱さ」をジオグリッドなどで補う直接的な補強工法と、不織布等の通水性を有する排水材を盛土中に敷設し、土中の間隙水圧の消散、地下水面の低下、圧密の促進を図る間接的な補強工法がある。前者の工法に用いる材料には通水性はなく、後者の排水材は単に土中の排水を図るものであり、補強材としての役割を期待するものではない。

しかし、GHDは排水材ではあるが力学特性に優れるので、盛土内に敷設することによって直接的な補強機能を期待しうる。また、排水機能を兼ね備えているので、間接的な補強機能も有している。

従来の、主としてジオグリッドを用いた盛土補強工法^{1~3)}の場合、補強材を全面敷設で配置することを基本としている。しかし、GHDは基本的には帯状の材料であるから、補強材として敷設するときの配置は、帯状の排水材の場合と同様に帯状配置となる。したがって、帯状のGHDであっても摩擦補強特性による直接的補強機能を発揮しうるかの検証が必要となる。また、降雨時における排水機能による斜面安定効果の評価も重要である。そこで、本章ではGHDを補強盛土の補強材として試験的に適用して、その設計と施工について述べるとともに、現場計測結果や長期排水性能実験の結果から長期補強効果を論じる。

適用した補強盛土は、斜面崩壊した畦畔盛土を現場発生土を用いて修復するものである。農業基本法に基づくほ場整備事業において、崩壊した畦畔盛土斜面の復旧工は重要な農業土木工事の一つである。元来、ほ場は私有財産であり受益者と直結した工事であるから、特に経済性が重要視される。従来は土質安定処理やふとんかごを用いて修復されている^{4,5)}が、崩壊した性状の悪い現場発生土をそのまま盛土材料に使用でき、経済性に優れた長期安定な工法の開発が求められている。GHDが摩擦補強特性によって軟弱土の力学物性を補完し、併せて排水機能による長期安定化の役割を果たせば、新しい復旧工法になりうる。

本章では、GHDの直接的、間接的補強機能を実施工によって評価すべく

補強盛土実験によるフィールド研究を行った。その研究成果について論じる。

また、**第2章**において補強機能に係わる物性評価試験の結果から、スパンボンドも粘性土の補強材として利用できることを示した。この材料は従来、盛土内の排水材として用いられるが、補強材としての適用を除外されている。そこで、この補強盛土実験ではGHDの一種としてスパンボンドも適用し、補強機能の実施工による検証を行った。その結果についても論じる。

4. 2 試験施工の概要

4. 2. 1 現場の条件と適用した材料の特性

大阪府の南部には典型的な第3紀層地すべり地帯が見られ、毎年の梅雨時や豪雨時にはこの地域において盛土斜面の崩壊が多発している。この丘陵地域では、ほ場整備によって約3mの盛土を有する田園が開けている。この内、1992年の夏の集中豪雨で崩壊した大阪府堺市長峯地区の地すべり防止区域内の二つの盛土の修復に、GHDを試験的に適用した。すなわち、地区内の99工区、6-1工区で、これらは1989年3月にはほ場整備による工事が完了したものである。両工区は斜面全層が粘土層で斜面肩からすべっており、二次的後退形すべりに分類される。粘土層は大阪府泉北、千里一帯によくすべりを発生している海成粘土層で、盛土後約3年を経て梅雨時や上部水田の灌水時にすべりを生じたものである。盛土材料は、すべりを起こした現場発生土を用いた。

両工区の内、同一斜面で工事区間の長い99工区には、プラスチックコアタイプ（99-A工区）とタフテッドファブリックタイプ（99-B工区）の2種類の材料を、6-1工区にはスパンボンドを用い、合計3材料を補強材として適用した。タフテッドファブリックタイプは第3章で論じた材料に改良を加え、引張り強さと通水性の高度化を図っている。改良されたタフテッドファブリックの断面模式図を図4-1に示す。また、各材料の性能を表4-1に示す。

4. 2. 2 設計および施工

設計に際して、まず土質定数を推定した。推定方法は、すべりの形態を円弧すべりと仮定し単位体積重量、内部摩擦角、粘着力に任意の値を与えて円弧すべりによる斜面安定計算プログラムを用い、発生したすべり面形状と類似するすべり面が生じるまで計算を繰り返した。この時の安全率は $F_s \doteq 1.0$ とした。水の影響は、すべり発生状況が明らかでないので無視した。なお、推定を行うにあたり単位体積重量は $\gamma_t = 17.6 \text{ kN/m}^3$ とした。その結果、99工区は粘着力 $c' = 3.5 \text{ kPa}$ 、内部摩擦角 $\phi' = 15^\circ$ 、6-1工区の場合は粘着力 $c' = 6.1 \text{ kPa}$ 、内部摩擦角 $\phi' = 6^\circ$ の粘性土を想定している。設計の基本的考え方としては、土木研究センターによる「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル」²⁾に従った。設計の概要をプラスチックコアを用いた99-A工区を例示して述べる。盛土形状と設計条件を図4-2と表4-2に示す。

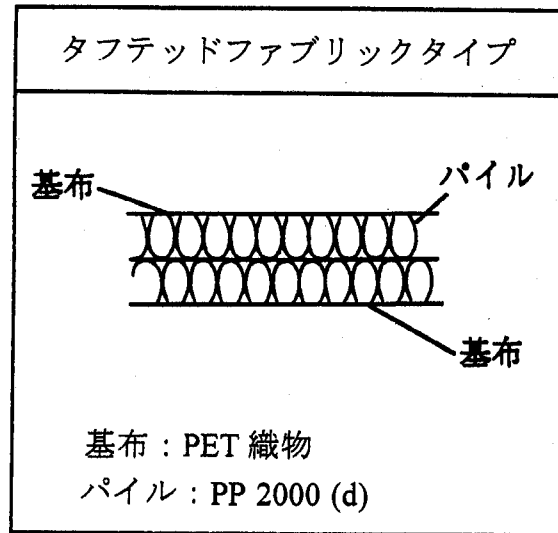


図4-1 タフテッドファブリック（改良）の断面模式図

表4-1 GHDの特性値

材 料	厚 さ (mm)	単位面積質量 (g/m ²)	フィルター部 垂直方向透水 係数 (cm/s)	面内方向透水係数 98kPa 下 (cm/s)	引張り強さ (kN/m)	工 区
プラスチックコア	10	1981	1.2×10^{-1}	2.3×10^1	49.6	99-A
タフテッドファブリック	12	1763	1.7×10^{-2}	1.1×10^1	74.5	99-B
спанボンド	3	436	2.7×10^{-1}	1.8×10^{-1}	15.7	6-1

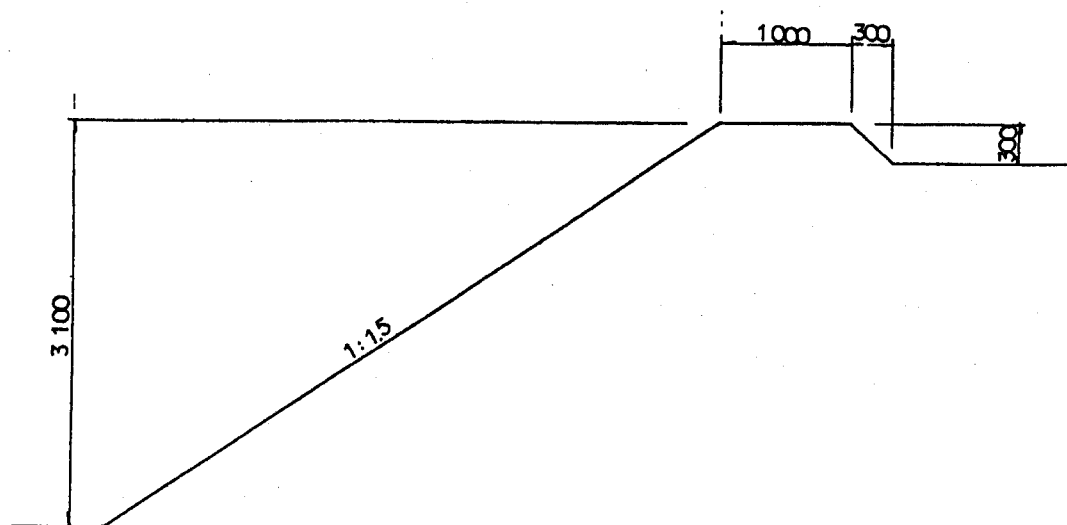


図4-2 盛土形状

表4-2 設計条件

盛土高さ	3.1m
斜面勾配	1:1.5
盛土材料	粘性土（現場発生土）
設計安全率	円弧すべりに対する安全率 $F_s = 1.2$ 引拔けに対する安全率 $F_s = 2.0$ 斜面の抜け出しに対する安全率 $F_s = 1.2$ 材料の引張り強さに対する安全率 $F_s = 4.0$

①無補強盛土の安全率

図4-3に示す円弧が最小安全率となる。この時の安全率 $F_s=0.996$ 、抵抗モーメント $M_R=275.4\text{kN}\cdot\text{m/m}$ 、滑動モーメント $M_D=276.4\text{kN}\cdot\text{m/m}$ 、すべり円弧の半径 $R=5.0\text{m}$ である。

②潜在すべり面と必要引張り力の算定

図4-3に示す円弧が必要引張り力が最大となる円弧（潜在すべり面）となる。円弧すべりに対する設計安全率 $F_s=1.2$ としたので、必要引張り力 T_{req} は、

$$\Sigma T_{\text{req}} = \frac{\Delta M_R}{R} = \frac{F_s \cdot M_D - M_R}{R} = 11.3\text{kN/m}$$

③GHDの敷設間隔

締固め仕上がり層厚を30cmとするので、60cm、90cmピッチに幅30cmのGHDを千鳥に敷設する。

④GHDの設計引張り強さ

GHDの敷設枚数 $N=4$ 枚であるから、1枚あたりに必要となる T_{req} は、

$$T_{\text{req}} = \frac{\Sigma T_{\text{req}}}{N} = 2.8\text{kN/m}$$

GHDの引張り強さ $T_{\text{max}}=49.6\text{kN/m}$ 、また、破断時引張り強さに対する安全率 $F_s=4.0$ と設定しているから、GHDの設計引張り強さ T_A は、

$$T_A = \frac{T_{\text{max}}}{F_s} = 12.4\text{kN/m} = 3.7\text{kN}/30\text{cm} = 3.7\text{kN}/\text{枚}$$

⑤応力照査

GHD1枚当たりの分担幅は、 $T_A/T_{\text{req}}=1.32\text{m}/\text{枚}$ 。したがって、1.3mの千鳥で配置すれば、 $T_{\text{req}}=2.8\text{kN/m} \times 1.3\text{m}/\text{枚}=3.6\text{kN}/\text{枚}$ となり、

$T_A=3.7\text{kN}/\text{枚} \geq T_{\text{req}}=3.6\text{kN}/\text{枚}$ 。したがって、GHDの設計引張り強さは必要引張り力を確保している。

⑥ GHD の敷設長

盛土高さ8m未満であるため、全てのGHDが必要引張り力が最大となるすべり面（潜在すべり面）よりも、2m以上の定着長を確保できるように敷設する。したがって、図4-3に示すように4.85m→4.9mの長さで敷設する。

⑦ 部分安定の検討

1) 抜出しに対する検討

図4-4に示す仮想壁面を考え、そこに作用する水平土圧は図4-5に示すくさび土塊による土圧を考えて、試行くさび法で算定する。算定の結果、水平土圧は $P_h=1.3\text{kN/m}$

2) GHD と土との摩擦力

- ・斜面部土塊とGHDの定着長 $L_e=0.9 \times 1.5=1.35\text{m}$
- ・斜面部土塊によるGHD上の平均土かぶり圧 $\sigma_v=(0.9/2) \times 17.6=7.9\text{kN/m}^2$
- ・抜出しに対する安全率 $F_s=1.2$ と設定
- ・見掛けの摩擦係数 $\mu=0.8$ （現場で採取した粘性土を練返して49kPa、100時間の条件で再圧密し、簡易型せん断試験機を用いて9.8～29.4kPaの鉛直荷重下で測定した。）

$$\cdot \text{摩擦力 } T_P = \frac{\mu \cdot \sigma_v \cdot L_e}{F_s} = 7.1\text{kN/m}$$

3) 安定照査

$T_P=7.1\text{kN/m} \geq P_h=1.3\text{kN/m}$ したがって、90cm間隔以下でGHDを敷設すると、抜出しに対しての安全は確保できる。

⑧ エロージョンに対する検討

粘性土を用いて盛土を構築するので、砂質土に比べてエロージョンが生じる可能性は小さいと考えられる。しかし、現場近傍で同じ粘性土を用いて構築された盛土でエロージョンの生じている箇所が散見されたので、30cm間隔で100g/m²の不織布を奥行き1m敷設する。

計算結果に基づく補強盛土のモデル断面として図4-6に99-A工区の断面を示す。GHDは盛土下から10cm、70cm、130cm、220cmの位置に、盛土断面の奥行き方向1.3m間隔の帯状千鳥配置で敷設した。また、6-1工区のスパンボンドは全面敷設とし、同様に60cmごとの間隔で設置した。施工は1992年11～12月に実施した。施工状況ならびに盛土完成後の状況を写真4-1～写真4-3に示す。

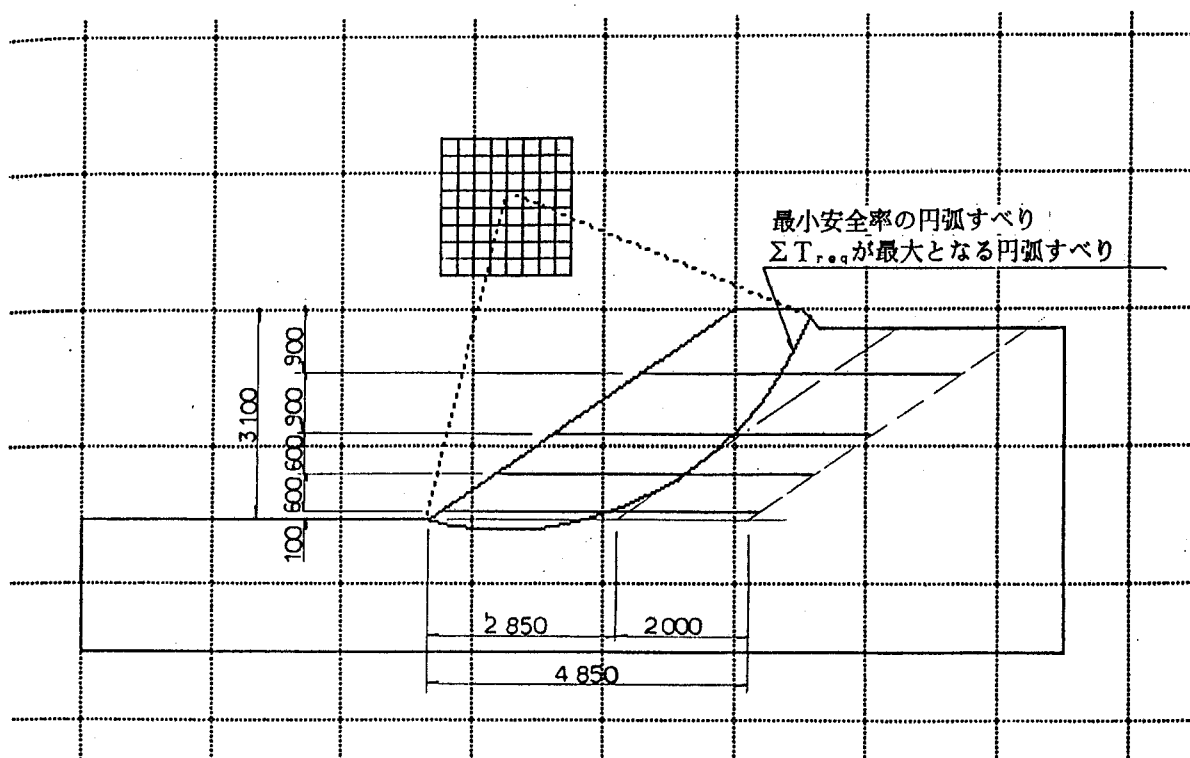
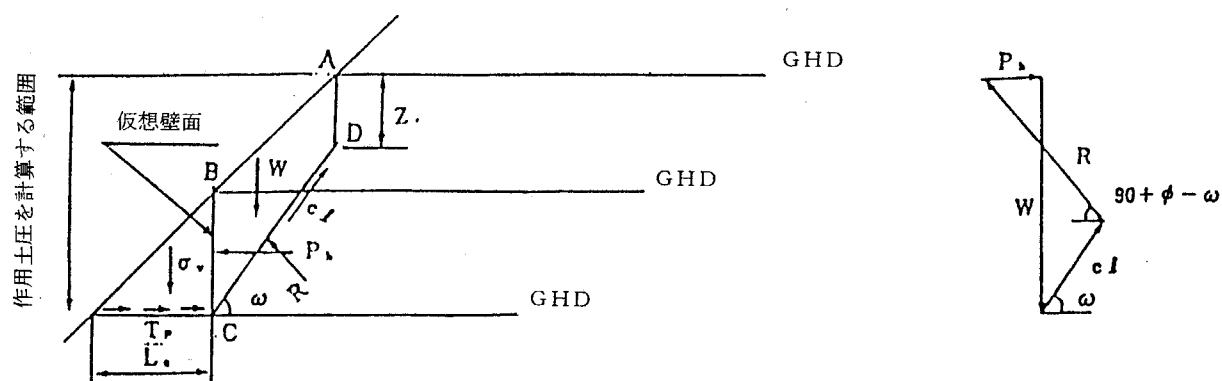


図4-3 円弧すべり計算とGHDの敷設形状



$$Z = \frac{2 \cdot C}{\gamma} \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

図4-4 部分安定の計算（拔出しに対する安定）

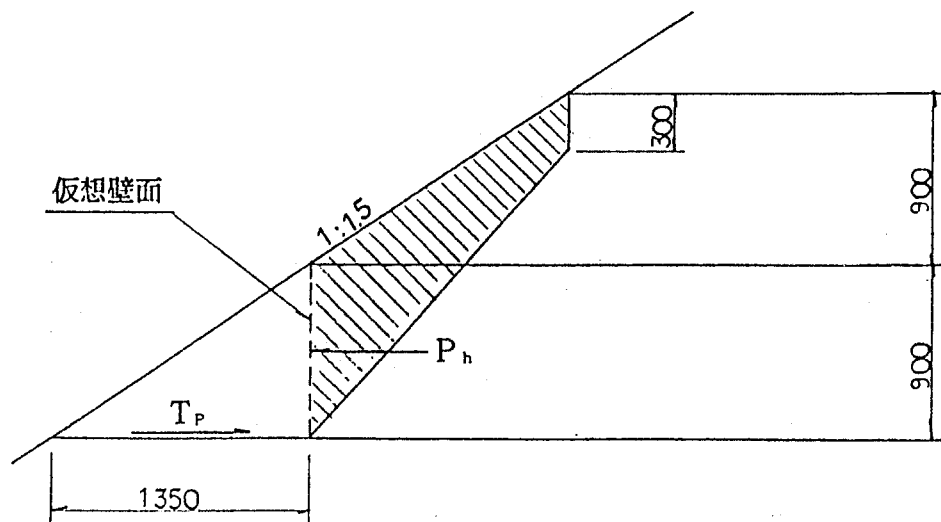


図4-5 仮想壁面に作用する水平土圧

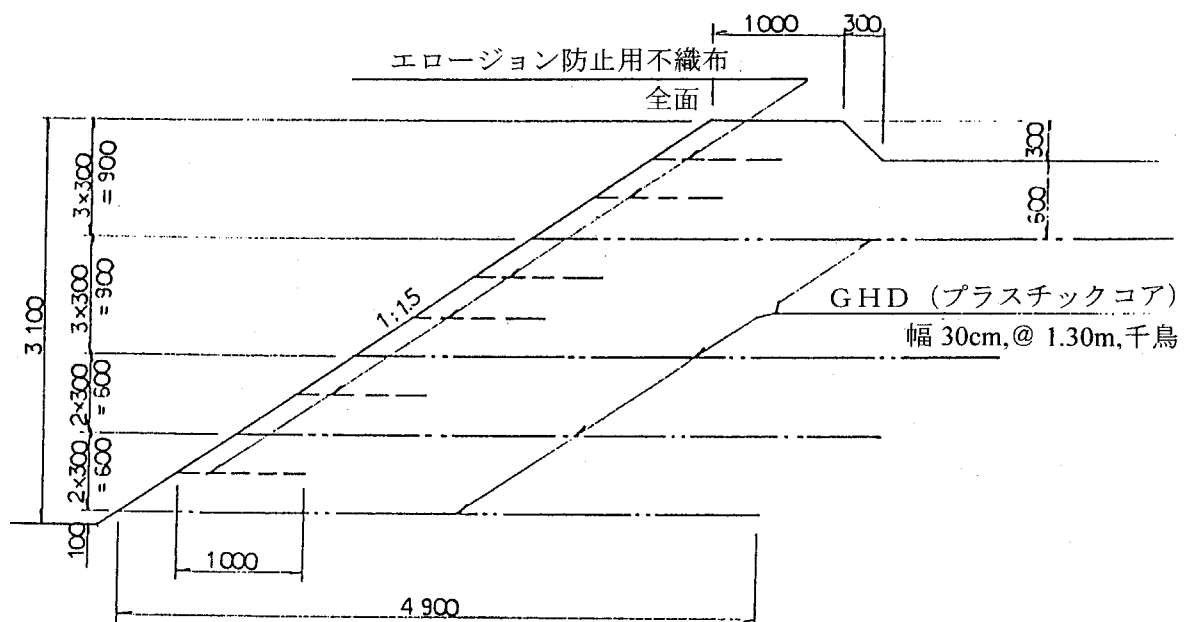


図4-6 GHDの配置



写真4-1 99工区材料敷設



写真4-2 99工区沈下・変位杭の設置及び盛土完了



写真4-3 6-1工区盛土完了

4. 3 補強効果確認のための機能評価実験

4. 3. 1 補強盛土のモニタリングと長期排水性能実験

GHDの補強効果確認のために、施工時から約1年半にわたり表4-3に示す計器を使用して、次の3項目の現場計測を実施した。

- ①盛土表面変位
- ②GHDの変位とひずみ
- ③盛土内地下水位

表4-3 設置した計測計器

計測項目	工区 6-1	99		無補強地盤
		A	B	
沈下・変位杭設置数	15	33		
変位計(二重管ロッドによる)	2	2	2	
水位計	2	2	2	1

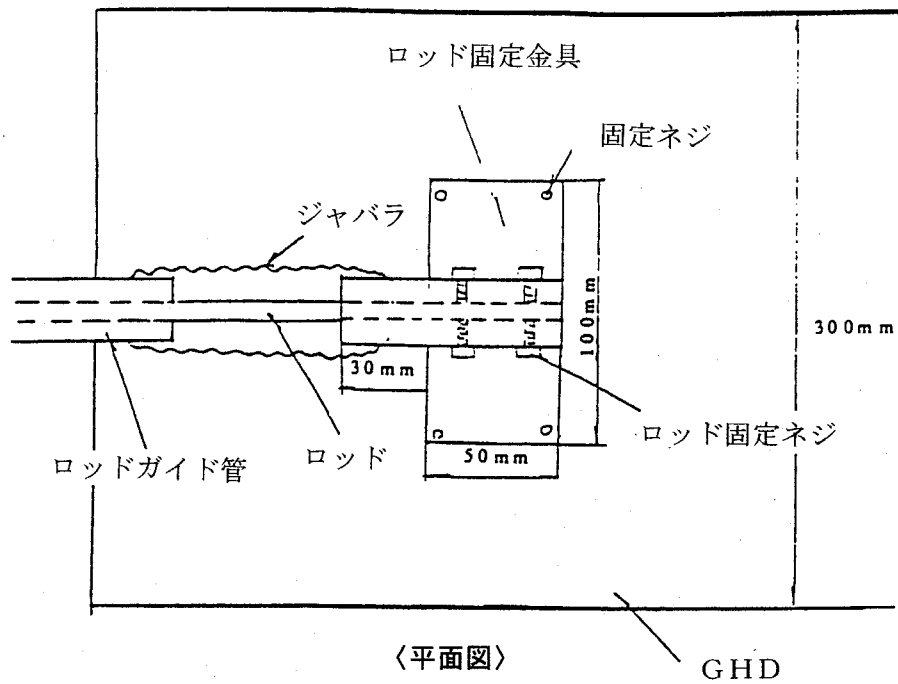
盛土表面変位は、斜面に測量杭を設置し、遠く離れた不動点と考えられる両端に基準点を設け、その点を結ぶ線からの相対水平変位および相対鉛直変位を測量によって計測し求めた。GHDの変位、ひずみ計測は図4-7に示す計器を用いた。盛土内地下水位は、直径 $\phi=5\text{cm}$ のストレーナー加工を施した塩ビ管を盛土に埋め込み観測孔とし、この中の水位を触針式水位計を用いて手動計測した。しかし、梅雨期になり降雨の影響が出始めたため、途中から自動計測に切り替えた。また、補強効果を検証するために、99工区と同一斜面上で隣接する無補強斜面にも水位計を設置し、盛土内地下水位の計測を行った。図4-8に各工区の計測位置と計測項目を示す。図中の99工区a-a断面が無補強斜面である。

また、現場計測終了後も盛土の強度特性測定や、GHDの排水能の経時変化を知るための現地注水試験を実施して、補強盛土の長期補強効果の確認と長期排水性能の機能評価を行った。盛土の強度特性は、一般的に斜面調査で使用する簡易動的コーン貫入試験によって測定した。ハンマー質量5kg、落下高さ50cm、単位貫入深さ10cmである。試験は施工から約1年後、3年後、4年後の1993年11月、1996年1月、1997年1～2月の3回実施した。特に、1996年梅雨時には6-1工区に隣接した無補強域の斜面が崩壊したので、1997年の試験時には、斜面から約1m中に入った部分から採取した試料の含水比試験も試験項目に加え、補強斜面と無補強斜面の地盤特性を比較しつつ、補強効果を考察した。現地注水試験は、現場計測時の盛土内地下水位計測用に設置された塩ビ管を利用して、施工から約1年後と3年後に行った。

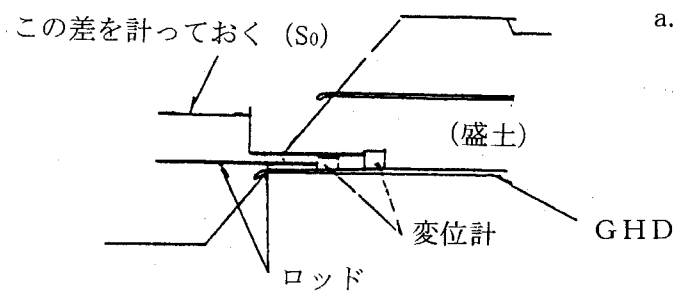
4. 3. 2 現場計測結果

まず、盛土表面変位について、施工後約1年経過時の99-A工区の斜面の変状を図4-9に例示する。同様に図4-10には6-1工区の結果を示す。

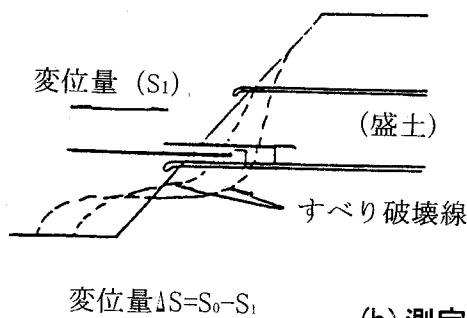
各工区とも相対的に大きな斜面変形が、斜面の上部と中部において観測されたが、それらの絶対値は問題ないものである。すなわち、施工後1年で99-A工区と99-B工区では13～20mmを観測した。また、6-1工区は盛土後約2ヶ月で大きな鉛直変位（最大17mm）が見られ、盛土の全変位量は1年間で約20～31mmに達した。側方変位だけでなく、圧密沈下が盛土に生じたと考えられる。また、変位計によって計測されたひずみは、最大 2000×10^{-6} （0.2%）程度であり、



(a) 構造図



- a. 変位計をGHDにある一定の間隔をおいて設置し、その先端ロッドの差を計測して、初期値とする。
(計測はロッド差をノギスで計る。)



- b. 破線のようなすべりが発生した場合、変位計のロッド先端にGHDの変位量がロッド差として出てくる。

(b) 測定方法

図4-7 変位計

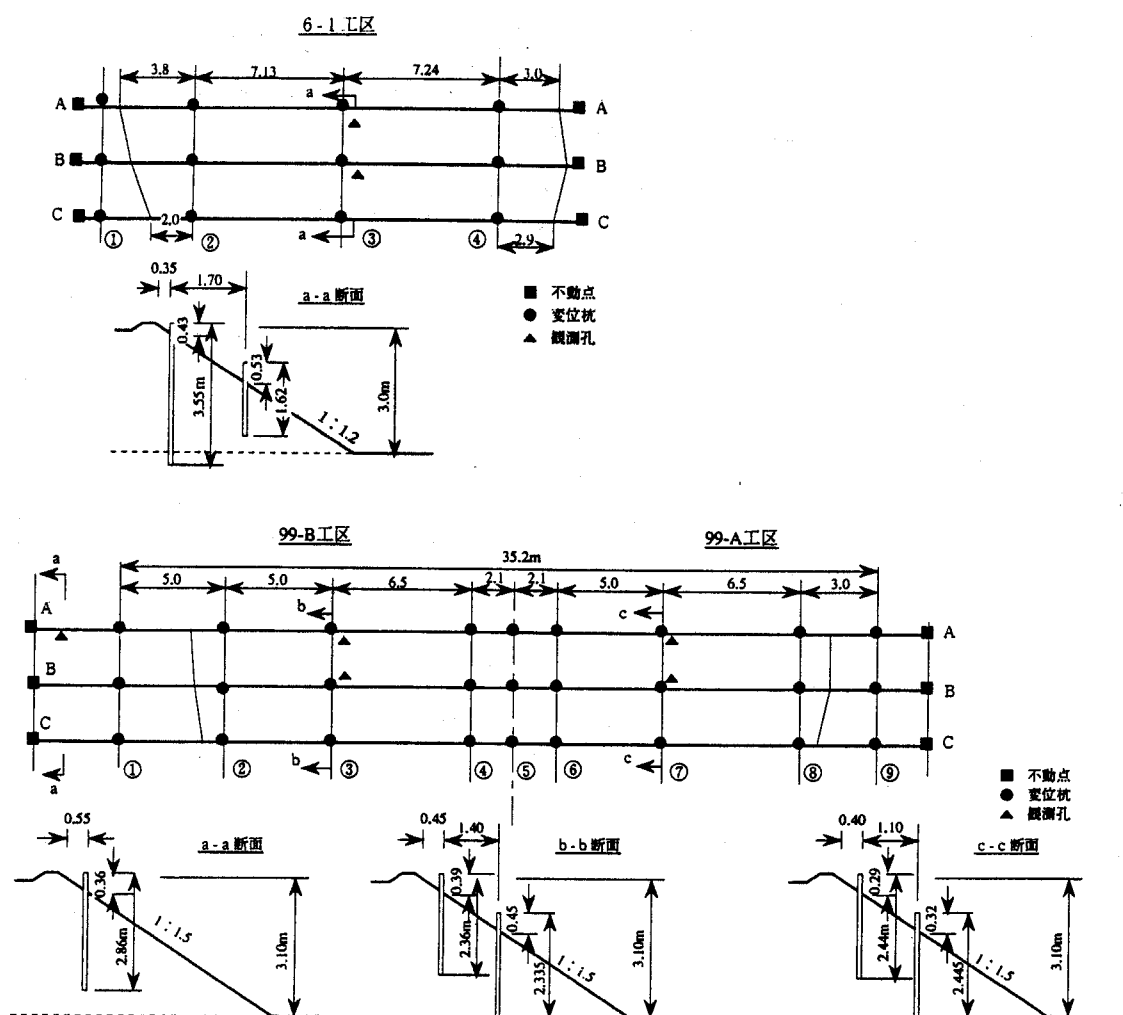


図4-8 計測断面

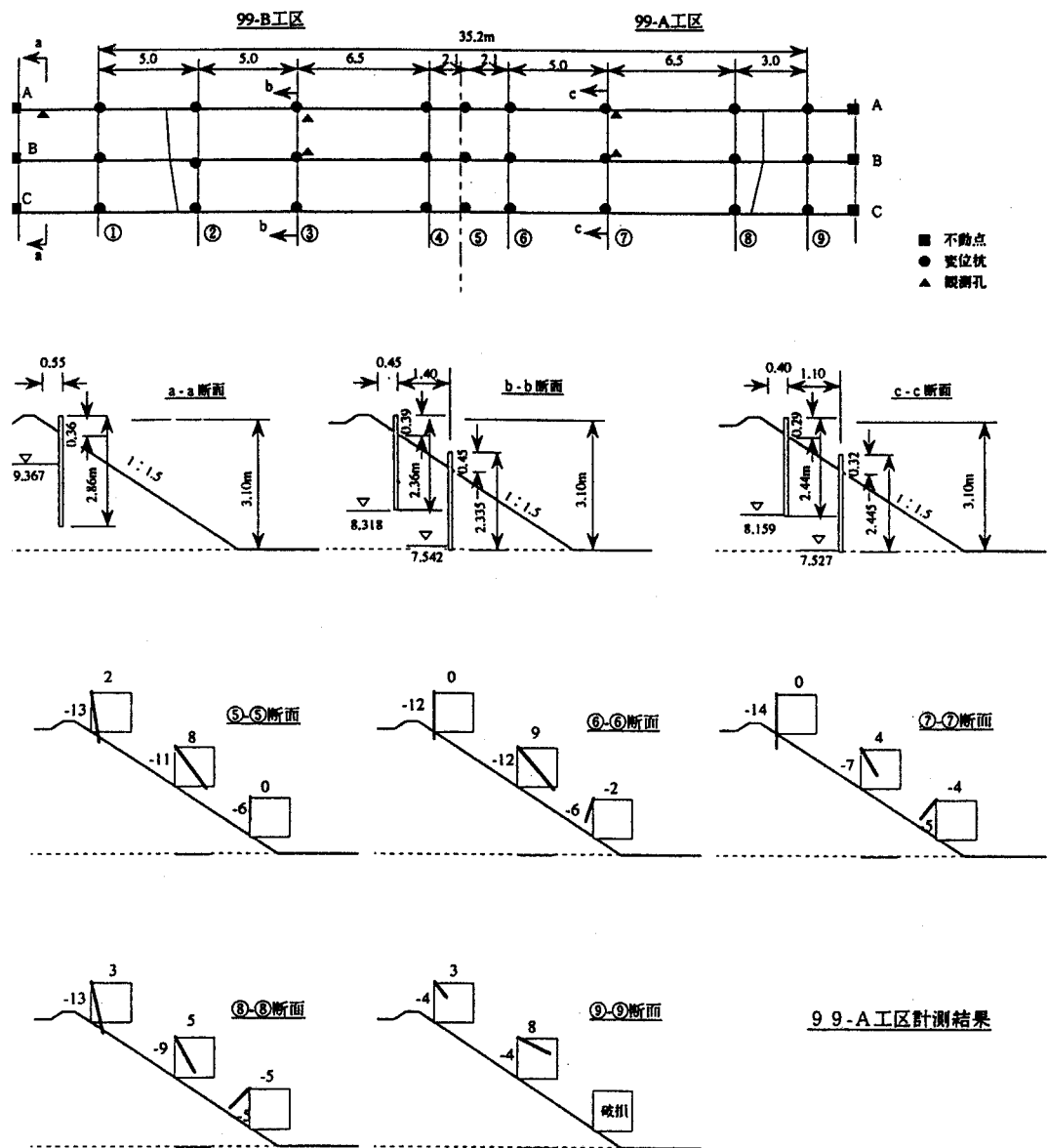


图4-9 99-A 工区斜面變状

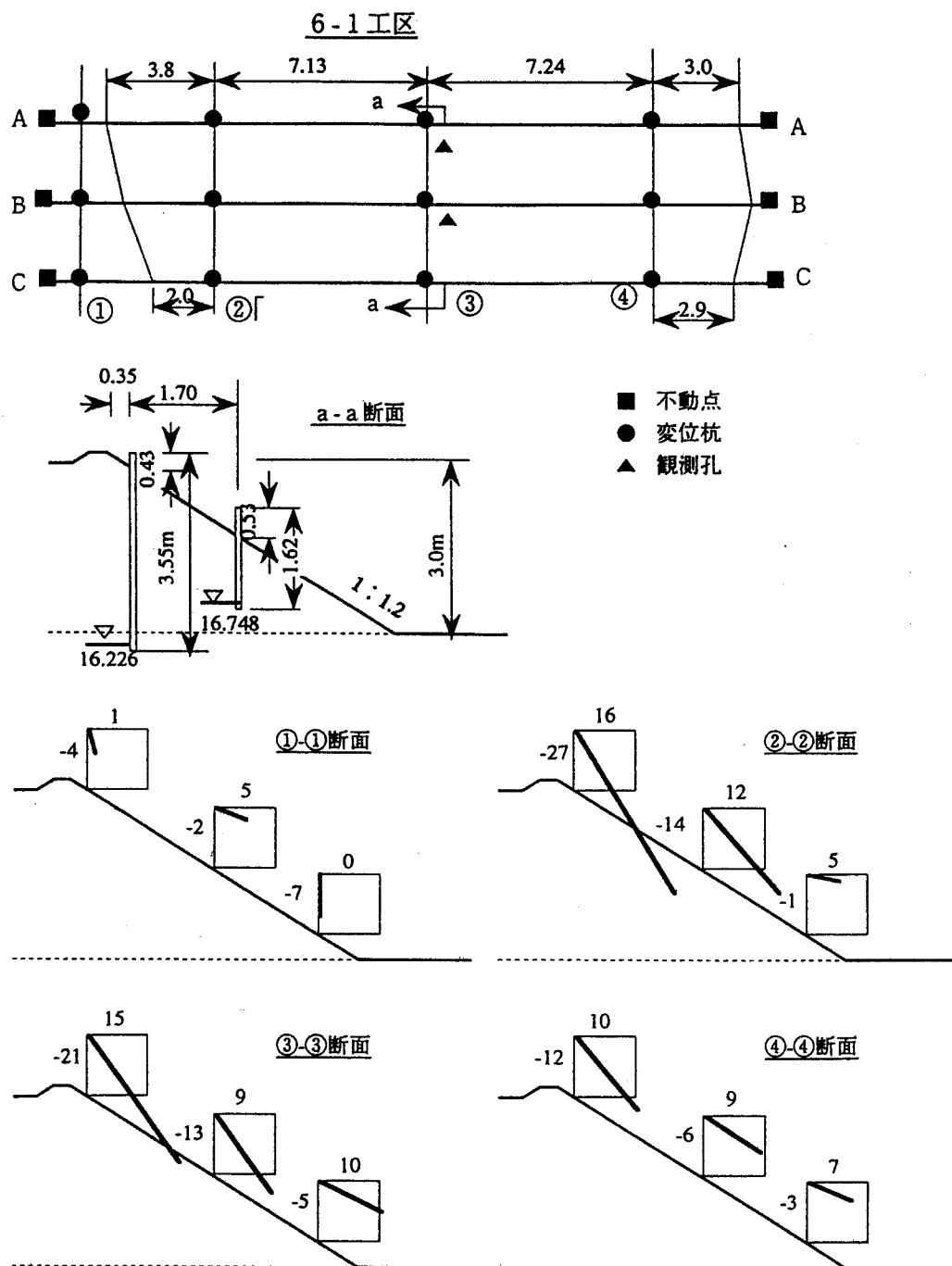


図4-10 6-1 工区斜面変状

全ての工区で非常に小さいものであった。前述の斜面変位の計測値を用い、近似的に（斜面変位/盛土斜面長 \div 平均ひずみ）として、盛土の変位量を平均ひずみに換算すると、99-A、99-B工区では $2330\sim 3584\times 10^{-6}$ （0.2～0.4%）となる。同様に6-1工区の場合、 $4274\sim 6624\times 10^{-6}$ （0.4～0.7%）である。この結果からも、やはり材料に生じるひずみはきわめて小さいと考えられる。

1993年梅雨から秋には記録的な異常豪雨が襲来した。試験施工現場が第3紀層地すべり地帯にあるため、後で詳述するように1993年以降、補強盛土近傍や周辺一帯の畦畔盛土斜面等では斜面崩壊が頻発した。それにもかかわらず、補強盛土には何等の変状も生じなかった。この結果からも、スパンボンドを含めてGHDによる盛土補強工法は、高い安定性が達成されたといえる。

一方、盛土内地下水位に関しては99工区の場合、図4-9に示したとおり無補強斜面であるa-a断面の高い水位と比較して、GHDで補強したb-b断面（タフテッドファブリック）とc-c断面（プラスチックコア）における盛土内水位が、きわめて低くなっていることがわかる。また、99工区の補強斜面と無補強斜面の盛土内地下水位観測結果を比較したところ、補強斜面は終始、低水位で水位変動も小さく安定した状態にあることがわかった。この傾向は6-1工区においても同様であった。

図4-11には99工区盛土内の観測孔の1993年豪雨期における水位変動を示している。無補強斜面の盛土内水位はきわめて高く、水位低下に長時間を要している。一方、GHDは優れた排水効果を示し、盛土中の間隙水圧が速やかに消散していることがわかる。6-1工区においても全く同様の挙動を示し、排水効果が認められた。

4. 3. 3 長期補強効果の確認

図4-12に99工区の補強斜面と隣接する無補強斜面における簡易動的コーン貫入試験結果とその経年変化を示す。また、図4-13には斜面内の含水比深度方向分布を示す。全体的に補強斜面と無補強斜面の強度は類似しているが、補強斜面強度に経年的な変化はみられず、施工時の強度条件が維持されていると判断できる。また、含水比の深度方向分布には明らかに補強効果が認められ、GL-1.5m以深では無補強斜面に比べて補強斜面の含水比が約5%低下している。

一方、前述したように本実験期間中、この地域では斜面崩壊が多発した。

特に、6-1工区周辺が顕著で1993年以降、図4-14に示すように6-1工区の補強盛土周辺一帯で、多数の局所的な斜面崩壊が発生した。さらに、1996年梅雨時には補強斜面に隣接した無補強斜面が崩壊した。そこで1997年1～2月に、図4-15に示す6-1工区の補強域とこれに隣接した無補強域、すなわち図中のA～E点において簡易動的コーン貫入試験と含水比試験を行った。

図4-16は補強域と無補強域における簡易動的コーン貫入試験結果を、図4-17は無補強域の強度に対する補強域の強度を示す。GL-約1.0mまでの表層部では、両者の強度の違いはほとんど認められない。またGL-3.0m以深は地山であり、類似した強度になっている。しかし、GL-1.0m～3.0mの範囲では補強域の強度は無補強域の強度に比べて大きく、無補強域の強度の約3倍になっており、GHDの補強効果が顕著である。また、図4-18は1996年1月の補強域の強度と比較したものであるが、補強域の強度の経年変化は小さいことがわかる。

簡易動的コーン貫入試験は、斜面強度の調査に用いられているが、本実験では斜面内の微妙な強度変化を調べるために、10cm貫入するのに要する打撃回数 N_c で評価した。30cm貫入するのに要する打撃回数 N_{c30} と、標準貫入試験の N 値との関係は $N_{c30} = (3 \sim 10) \cdot N$ である⁶⁾。ここでは平均をとり $N_{c30} = 7 \cdot N$ とすると、 $N = N_{c30} / 7 = 3 \cdot N_c / 7$ の関係を得る。また、一般的に粘性土に対し標準貫入試験の N 値と粘着力の関係は $c_u = 12.5 \cdot N / 2$ で概略的に推定できる⁷⁾。したがって、本論の簡易動的コーン貫入試験結果から推定される概略的な粘着力は図4-16より、補強域で $N_c = 7 \sim 8$ とすれば約20kPa、無補強域では $N_c = 2 \sim 3$ であるから、およそ6kPaになる。施工時の設計強度は $c_u = 6.1$ kPa、 $\phi = 6^\circ$ の時、無補強の安全率は0.987であった。よって、無補強域の強度は設計時の強度から判断すると、斜面の安全率が1.0近傍の不安定な条件下にあることが推定される。これに対して補強域の強度は設計時の粘着力の約3倍になっており、盛土全体の安定性が増加したことを示している。

一方、図4-19は補強域と無補強域の斜面内地盤の含水比の深度方向分布を示す。表層0.5mでは補強域と無補強域の含水比に明瞭な差は認められない。しかし、この表層を除くと補強域の含水比は無補強域に比べて約5%小さいことがわかる。

以上の結果から、敷設後4年を経過しても補強斜面は安定であり、GHDは劣化することなく長期補強効果を発揮していることを確認できた。

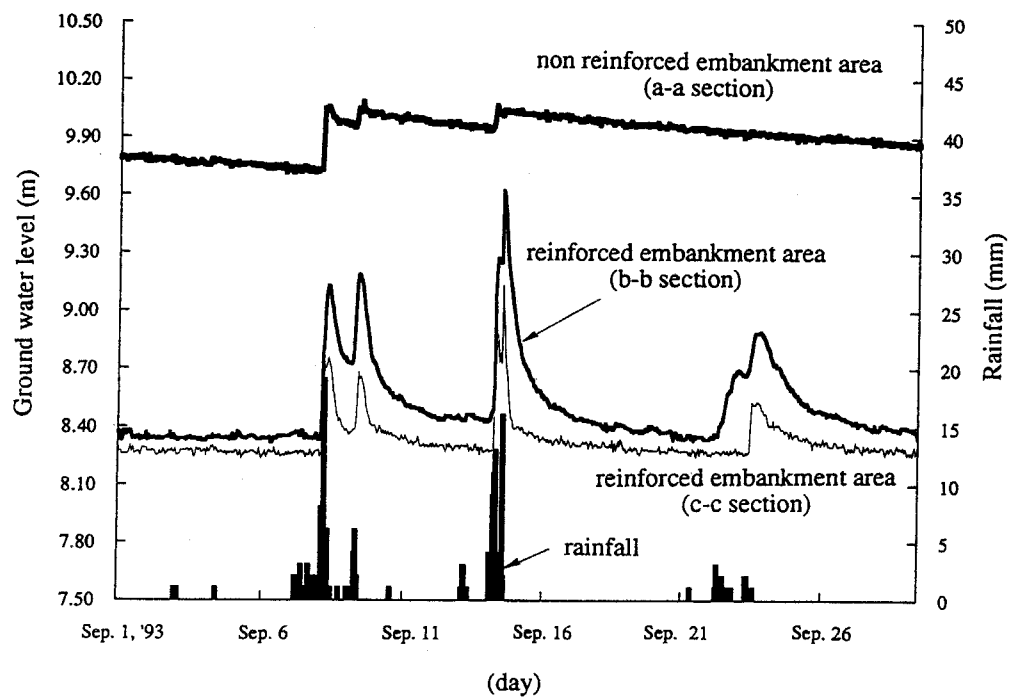


図4-11 盛土内水位の経時変化と降雨量

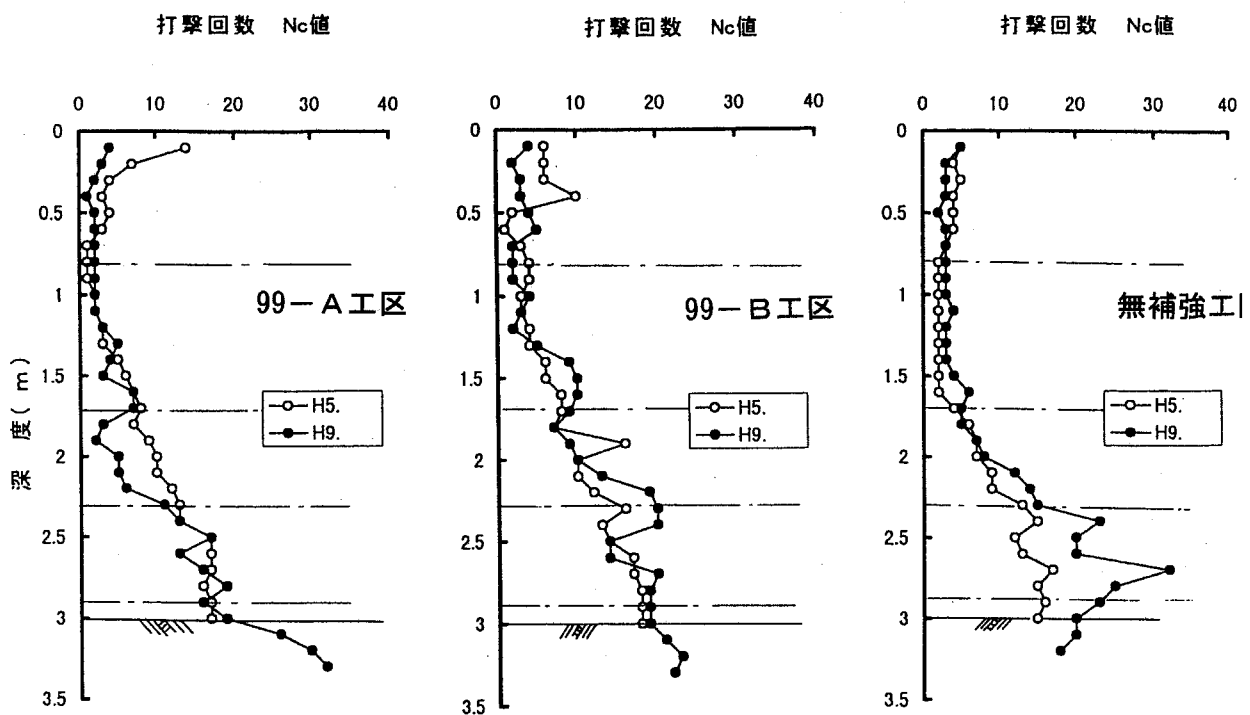


図4-12 簡易動的コーン貫入試験 (経年変化)

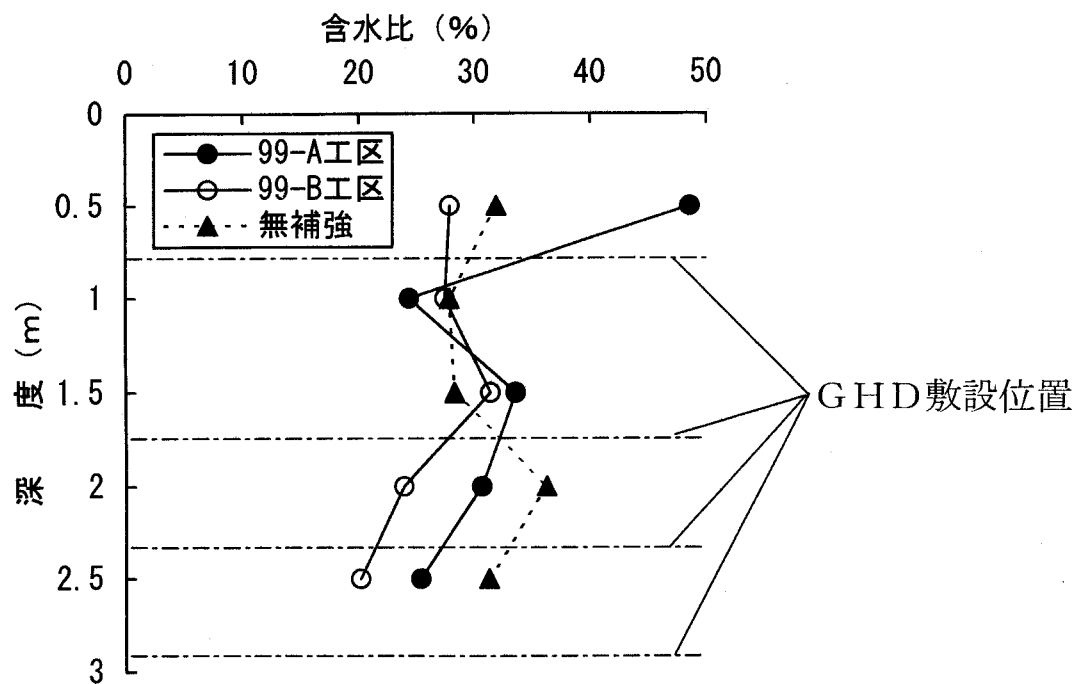


図4-13 含水比分布



図4-14 工区周辺の崩壊状況

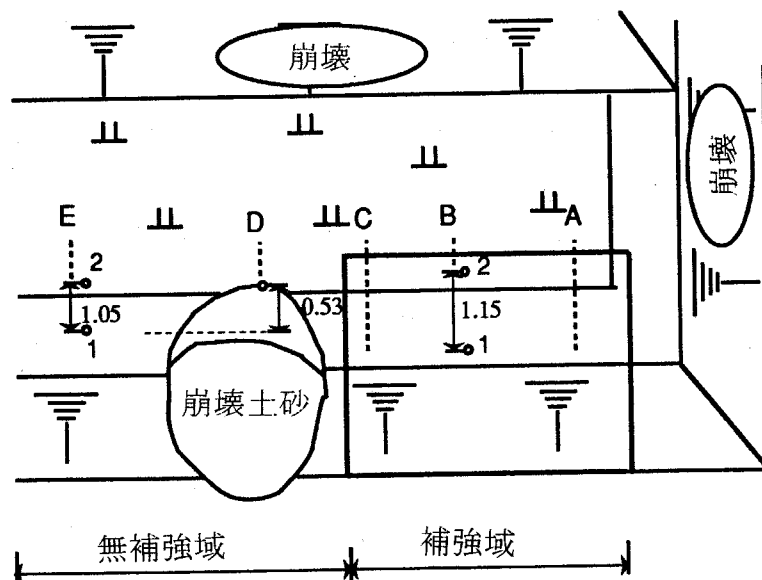


図4-15 崩壊箇所と調査位置

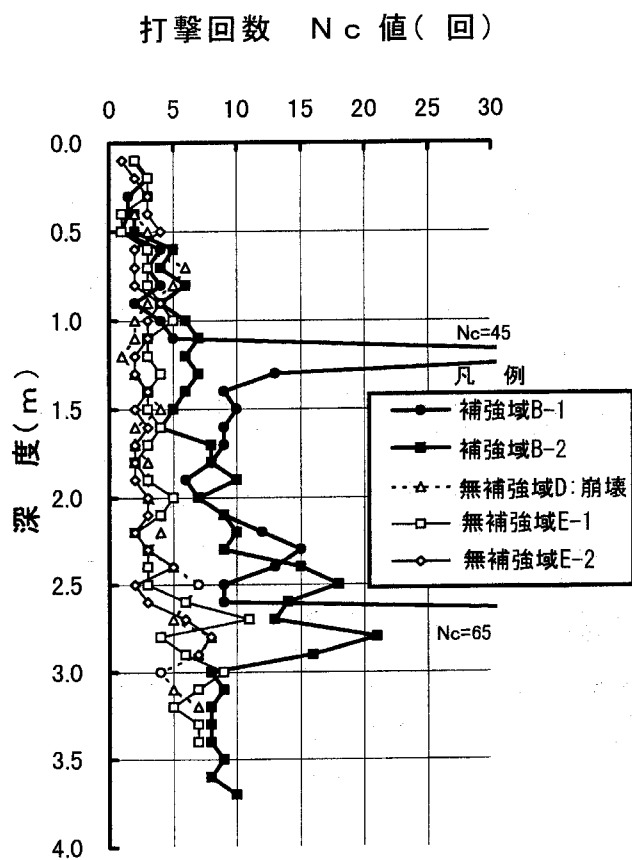


図4-16 簡易動的コーン貫入試験結果

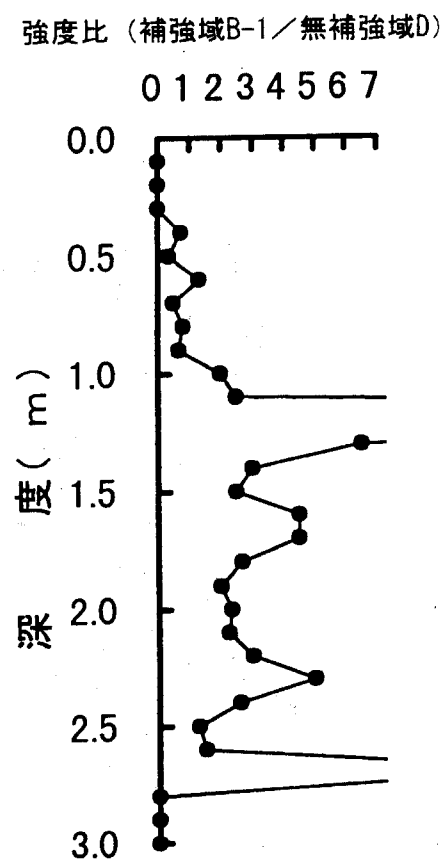


図4-17 強度比

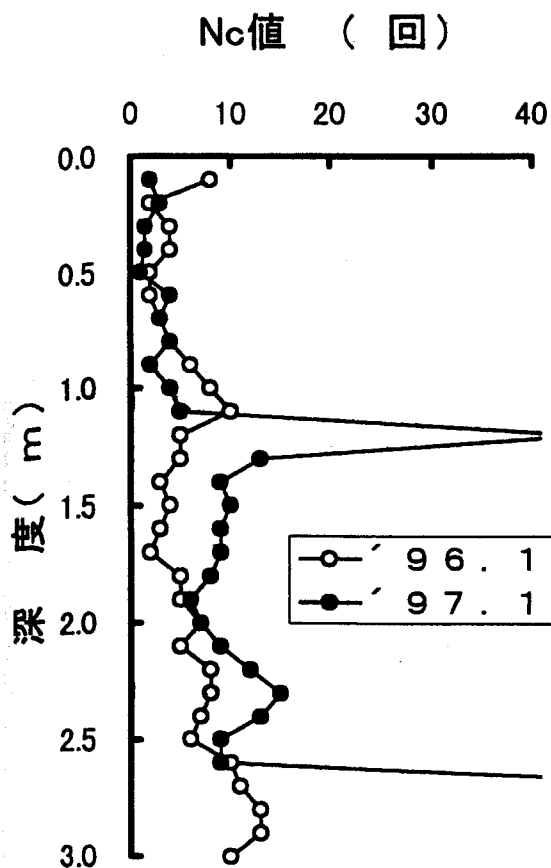


図4-18 補強域の強度の経年変化

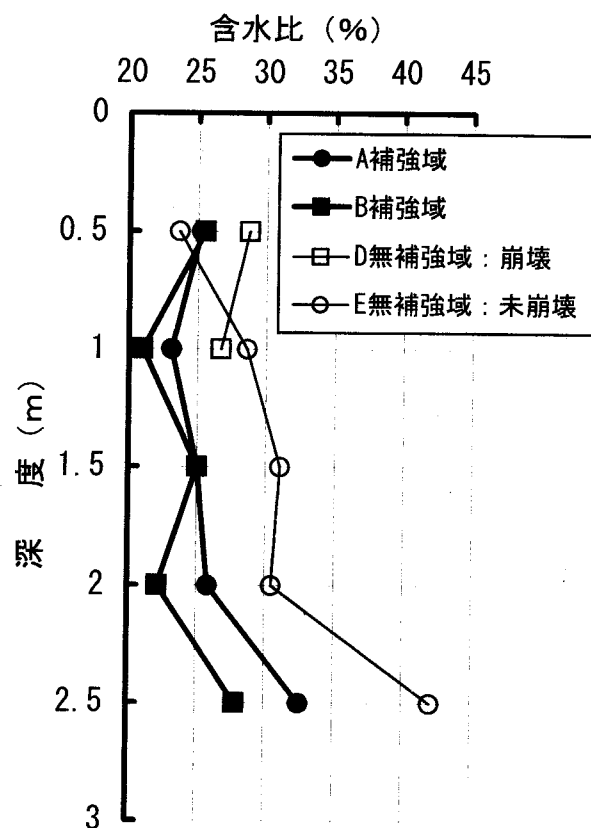


図4-19 含水比分布

4. 3. 4 現地注水試験による長期排水性能の検証

図4-20は6-1工区を例示しているが、現地注水試験は2本の観測孔の内、斜面肩部に近い長い塩ビ管を用い自然水位を測定後、管上端から一気に水を流し込み、その水位降下時間を測定した。塩ビ管はGHDに接しているものの、ストレーナー加工を施されているため、現象論的には試験結果はGHDの排水性と塩ビ管周辺の土の透水性が反映されている。しかし、同一盛土内における経年的な試験結果の比較あるいは、同じ土材料からなる補強斜面と無補強斜面の試験結果を相対的に比較する場合には、その差は概ねGHDの排水能の経年変化や排水効果を表していると解釈できる。

注水時、無補強斜面では塩ビ管に水を注入すると、管内水位は即座に上昇した。しかし、補強斜面の試験では約30Lの水を注入して、ようやく約1mの水位上昇をみた。図4-21に各工区ならびに99工区に隣接して設けた無補強斜面の注水試験結果を示す。GHDの排水能の経年変化を定量的に評価するために、

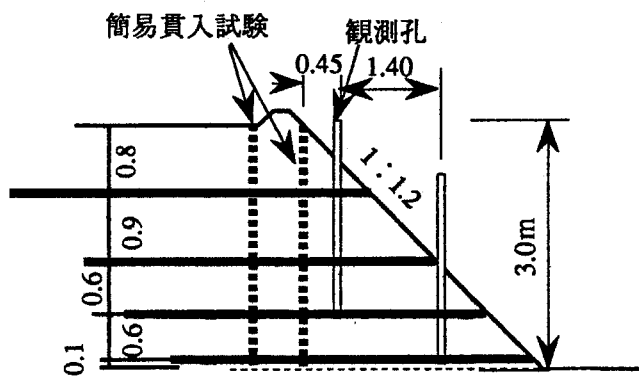


図4-20 観測孔を利用した現地注水試験

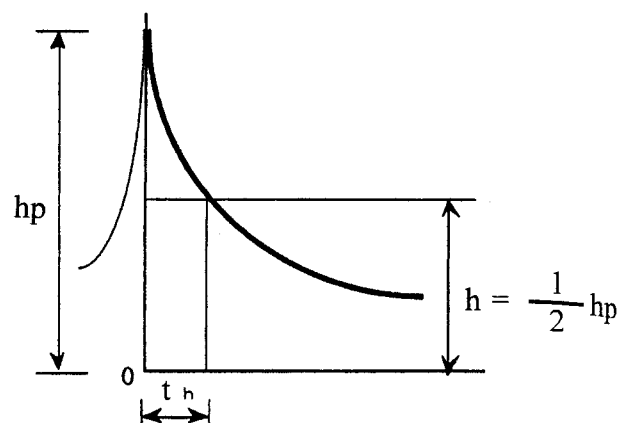


図4-22 水位降下モデル

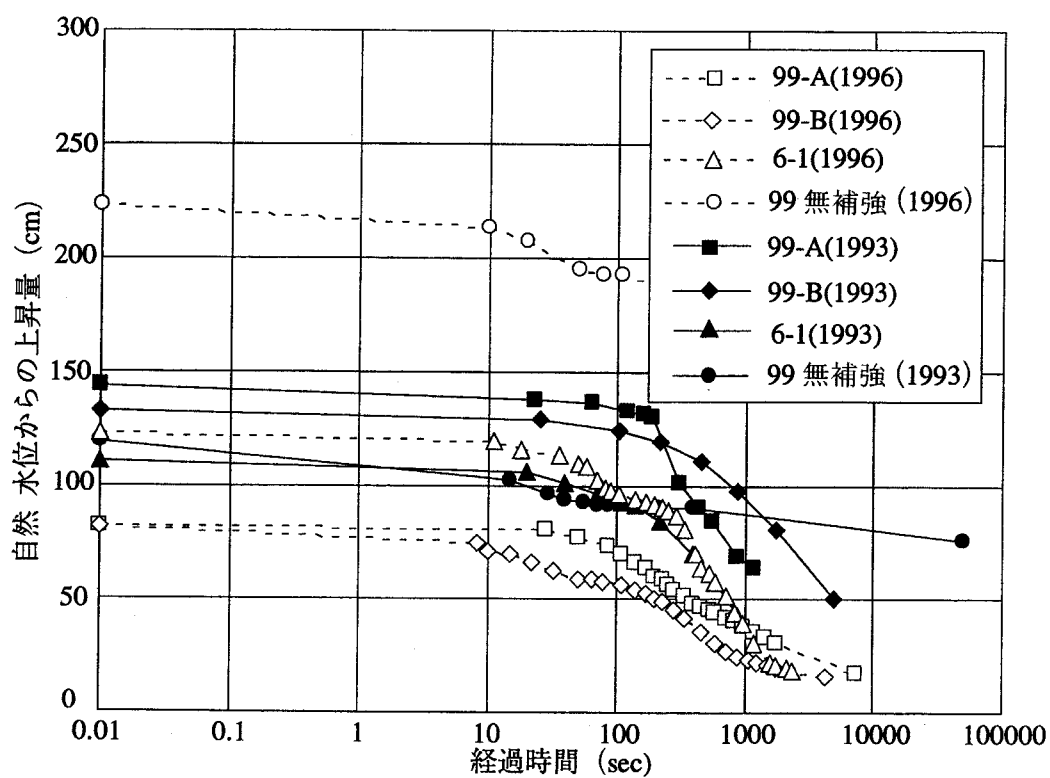


図4-21 注水試験結果

水文学で用いられるハイドログラフの考え⁸⁾を援用し、図4-22に示すように水位が指数関数的に降下するものとして式(4.1)を仮定した。

$$h=h_p \exp(-A \cdot t) \quad \text{式(4.1)}$$

ここで、 h :水位(試験直前の自然水位を基準にした上昇分)

h_p :ピーク水位

A :形状係数

t :時間

排水能は、水位降下-時間の関係からピーク水位 h_p の半分になる時間 t_h (半減時間)を求め、式(4.2)から算出される A によって評価した。

$$A = \frac{\ln 2}{t_h} \quad \text{式(4.2)}$$

表4-4に各工区のGHDの排水能の経年変化を示す。表4-4から、無補強斜面に比べて補強斜面の排水能はきわめて大きく、またGHDの排水能の経年変化は見られず、敷設後3年経過した時点でも目詰まりによる排水機能の低下は認められず、斜面安定に効果的に寄与しているという結論を得た。

表4-4 排水能の経年変化

工区	1993. 11		1996. 1	
	半減時間(s)	$A(s^{-1})$	半減時間(s)	$A(s^{-1})$
99-A	801	8.7×10^{-4}	770	9.0×10^{-4}
99-B	3240	2.1×10^{-4}	350	2.0×10^{-3}
6-1	612	1.1×10^{-3}	516	1.3×10^{-3}
無補強	8.9×10^8	7.8×10^{-10}	2.1×10^9	3.3×10^{-10}

4. 4 GHDの排水性による斜面安定効果

4. 4. 1 排水性がもたらす斜面安定効果の推定

GHDの排水性による斜面安定効果を考察するために、定性的ではあるが注水試験結果から既存の理論式を用いて補強斜面と無補強斜面の透水係数を推定した。図4-23は試験直前の自然水位を基準にした上昇水位の対数と、時間の関係をプロットしたものである。注水後いずれも管内水位は減少するが、無補強斜面では初期の部分を除くとその減少速度は遅い。99、6-1工区における注水直後の初期上昇水位は1.3～1.5m程度であり、その後時間とともに水位は順調に減少している。注水直後の乱れを無視し、流線網の安定が期待される領域の水位減少傾向について考察すると、99、6-1工区はほぼ類似した減少傾向を示している。しかし、無補強斜面の傾きは非常に小さく、GHD敷設効果が顕著である。

現場透水試験結果から地盤の透水係数を求める式は、境界条件や水理条件に応じていくつかの算定式が提案されている。この内、本論では現場条件と試験方法に合致する要素が多いと考えられる、単孔式透水試験のピエゾメータ法に適用される式(4.3)⁹⁾を用いて評価した(図4-24)。

$$k = \frac{R^2}{2 \cdot L \cdot (t_1 - t_2)} \ln\left(\frac{L}{R}\right) \cdot \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \quad \text{式(4.3)}$$

ここで、k:透水係数

R:塩ビ管直径(51mm)

L:塩ビ管ストレーナー部分の長さ(2m)

式(4.3)の構造上、水位変化量の対数と時間は比例関係にあることが前提であるが、図4-23では注水直後を除けば、この直線関係はほぼ満足されていると考えられる。これらの仮定や前提に依拠し、各工区の透水係数を算出した結果を表4-5に示す。補強斜面の透水係数は $(2.7 \sim 7.2) \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ であるのに対し、無補強斜面は 10^{-6} cm/s のオーダーである。参考のために、粒度分布を用いて99工区と6-1工区地盤の透水係数を求めると、

99工区	D ₆₀ =0.091mm	e=1.5(仮定)
	D ₅₀ =0.041mm	G _s =2.596

$$D_{10}=0.003\text{mm}$$

$$k = 2.7 \times 10^{-6} \text{cm/s}$$

$$6-1 \text{ 工区} \quad D_{60}=0.023\text{mm} \quad e = 2.0 \text{ (仮定)}$$

$$D_{50}=0.014\text{mm} \quad G_s=2.673$$

$$D_{10}=0.0005\text{mm} \text{ (粒度曲線を延長)}$$

$$k = 9.3 \times 10^{-8} \text{cm/s}$$

注水試験結果から推定した99工区無補強斜面の地盤透水係数 $8.6 \times 10^{-6} \text{cm/s}$ に対し、粒度分布から推定される透水係数は $2.7 \times 10^{-6} \text{cm/s}$ であり、類似した結果になっている。したがって、99工区ではGHDを敷設したことにより、地盤全体として考えると1オーダー程度、透水係数が改善されたものと推定することができる。6-1工区では、無補強領域で注水試験を実施していないので比較する根拠に乏しいが、粒度分布から推定した透水係数と比較すると、同様に材料の敷設による透水係数の向上を示唆する結果を示している。

4. 4. 2 地下水位と斜面安定に関する検討

GHDの効果を考察する上で、留意しなければならない基本的なポイントのひとつに斜面安定条件がある。設計では、地下水位をすべり円の下に仮定して盛り立て直後の条件で行っている。一般に排水性を考慮しなければならないような斜面安定条件は盛土時の安定と盛土後の安定に分けて考える必要がある。各々のケースでは、以下の4項目について考慮しなければならない。

ケースA：盛土時の安定

①間隙水圧の消散を考えない急速施工による盛土直後の安定

②盛土によって発生する間隙水圧を、全面的あるいは部分的に消散させながら盛土する緩速施工

ケースB：盛土後の安定

①盛土内に地下水がない場合

②盛土内に地下水があり、降雨等により変動する場合

本実験の設計は、ケースA-①に対応する条件で検討している。実際に盛土の

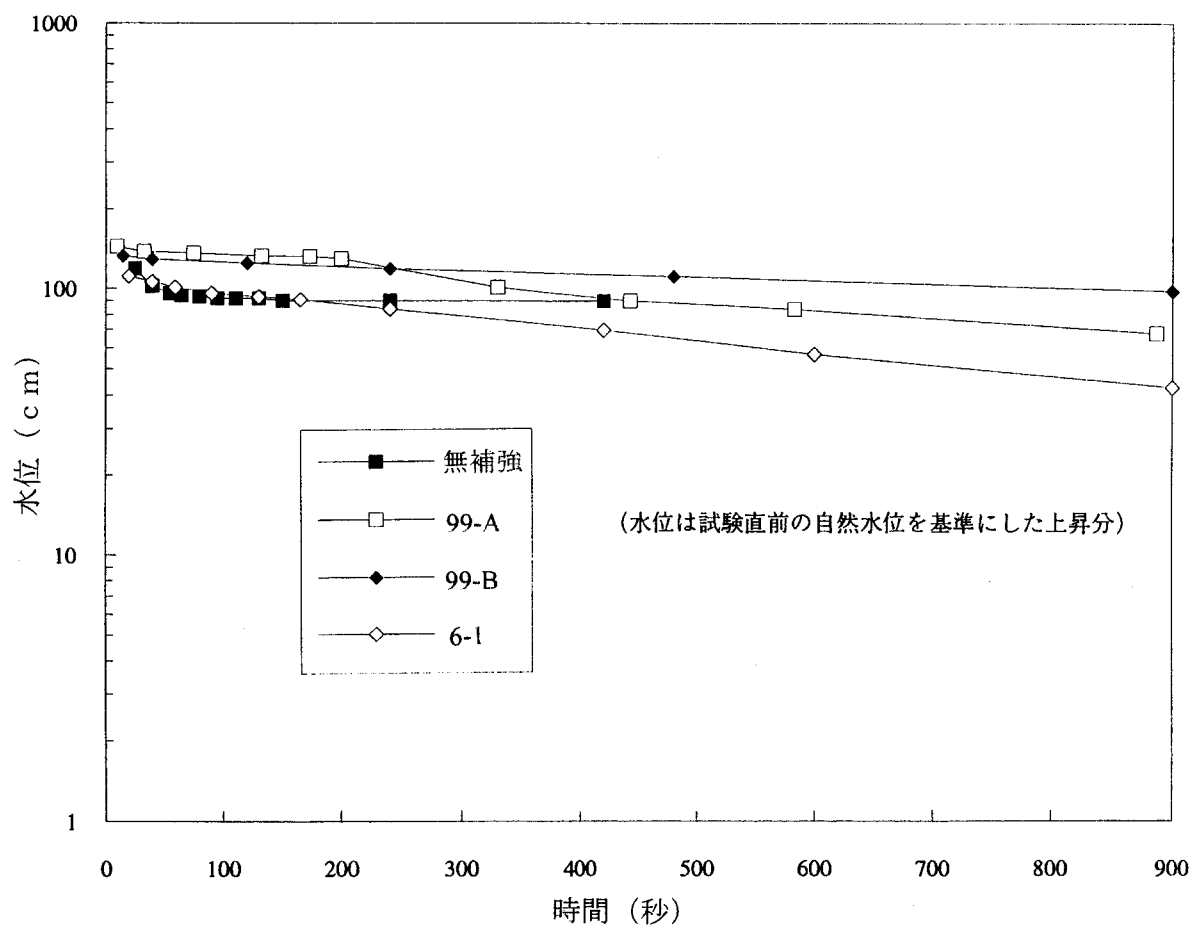


図4-23 注水試験結果

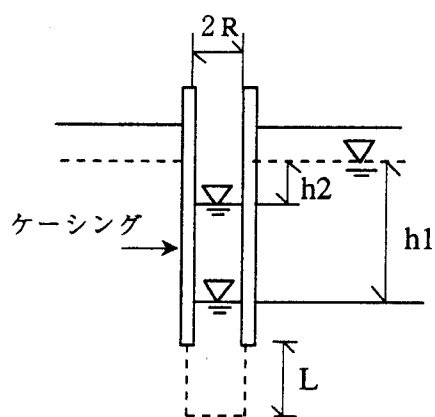


表4-5 注水試験結果から算出した各工区の透水係数

工区	透水係数 (cm/s)
99-A	5.8×10^{-5}
99-B	2.7×10^{-5}
6-1	7.2×10^{-5}
無補強	8.6×10^{-6}

図4-24 単孔式透水試験 (ピエゾメータ法)

施工高さは地下水位より上であり、しかも盛土時の応力による強度増加を期待しなければならないケースA-②の問題ではなかった。このため、地下水位上昇がないとすれば、盛土直後の圧縮等に伴って強度も大きくなることが期待されるので、時間の経過とともに安定化に向かうことになる。しかし、現場計測結果では梅雨期を迎えて地下水位面が急に高くなりだし、潜在すべり面内に地下水が流入した。これは、ケースB-②に相当する場合であり、盛土の安全率も盛土直後の安全率に比べ減少する傾向にある。

地下水位の上昇による安全率の低下を、無補強地盤を対象にして簡略化して検討した結果を図4-25と図4-26に示す。土質パラメーターは、設計で使ったものを用いた。また、地下水位上昇量0mの安全率が設計における地下水位条件にほぼ対応した安全率である。図4-25、図4-26は地下水位が上昇すると斜面安定の安全率が大きく低下することを示している。無補強地盤の地下水位上昇量が約1mであるから、この1mの上昇量を目安として安全率の低下を算出した結果を表4-6に示す。すなわち、99-A、99-B工区、6-1工区では地下水位が1m上昇したために、安全率はそれぞれ0.86、0.88に減少することを示している。特に99工区の減少が顕著である。そこで、99工区の設計に基づいて地下水位の上昇に伴う安全率の減少の効果を概略的に考察する。ただし、安全率の低下の状態をより直接的にイメージ化し、材料特性と結びつけるために次のように考える。

地下水位上昇に伴い無補強盛土の安全率は低下

↓

一方、補強盛土の安全率は地下水位上昇後も変わらないとし、その分GHDの負担が増加すると考える。これを安全率で評価する。

上記の前提であれば、GHDの排水機能による補強効果の役割が直接的に理解できるものと考えられる。「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル」²⁾における無補強盛土の斜面安定解析は円弧すべりを前提にし、式(4.4)で示される。

$$F_s = \frac{R \cdot \sum \{c \cdot l + (W - u \cdot b) \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi\}}{R \cdot \sum W \cdot \sin \alpha} \quad \text{式 (4.4)}$$

99工区

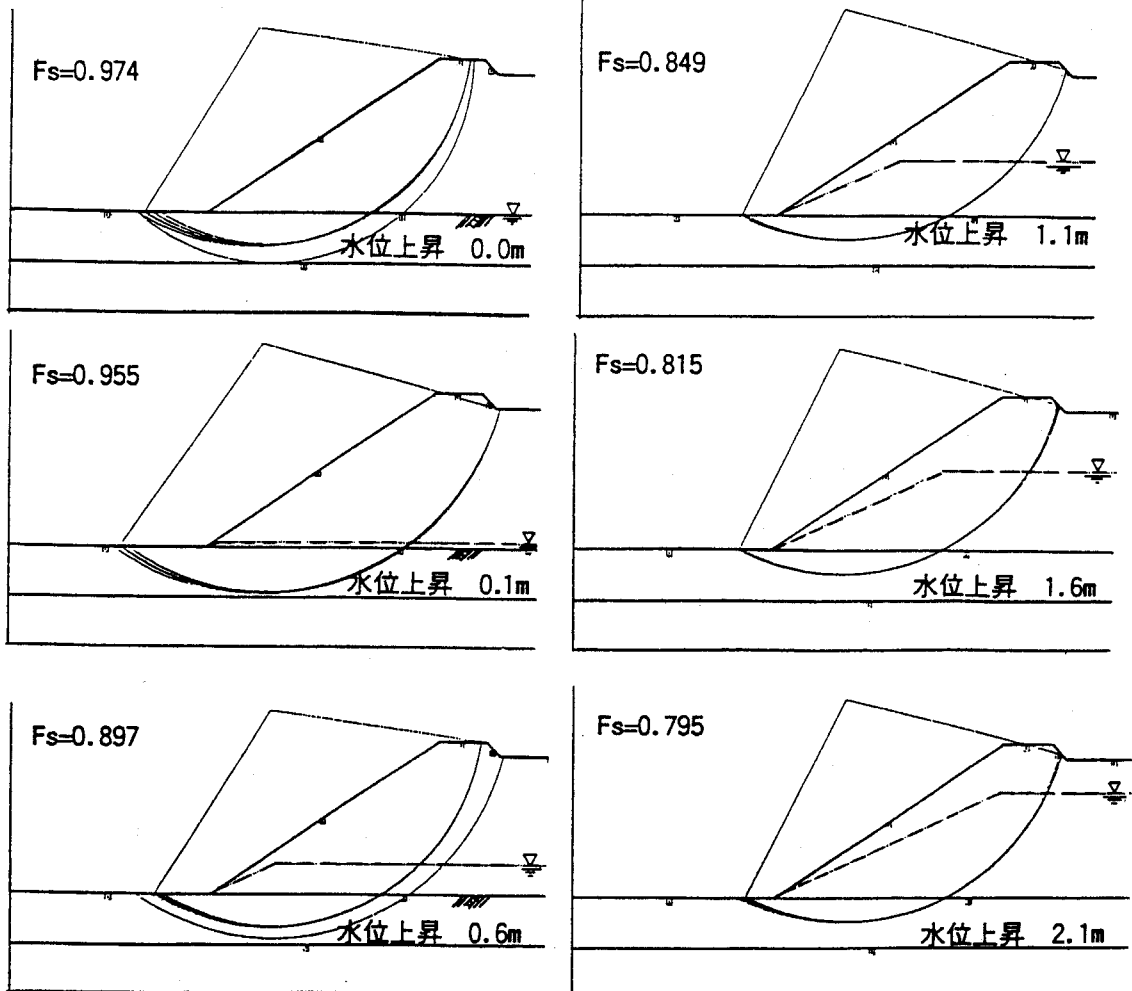
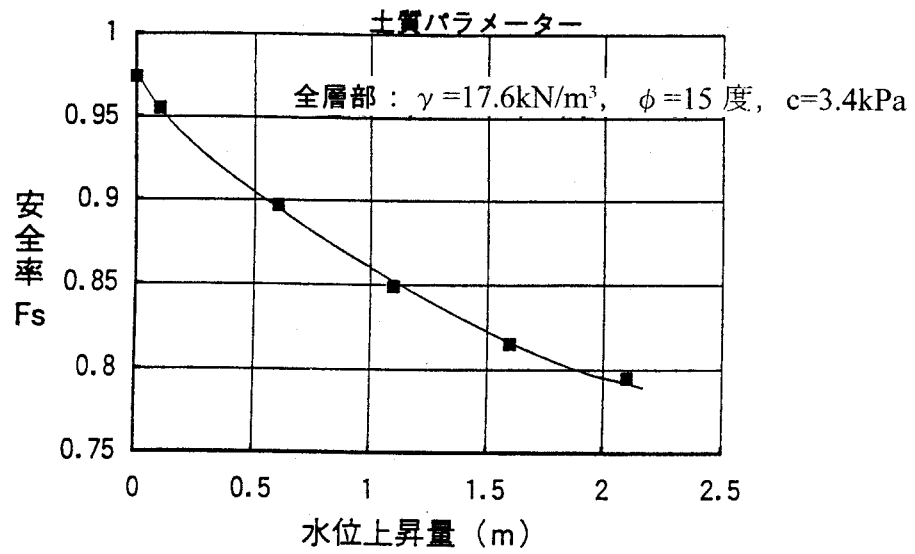


図4-25 盛土内水位上昇による安全率の変化 (99 工区)

6-1 工区

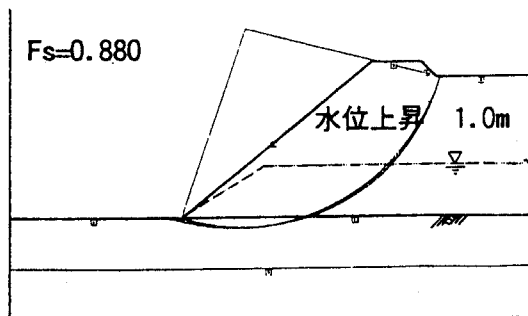
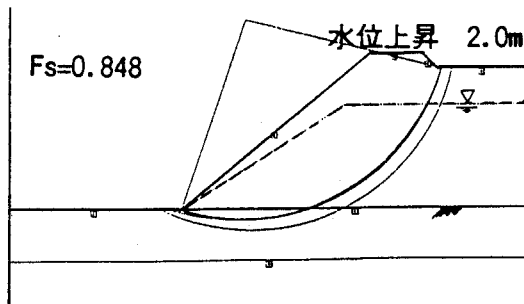
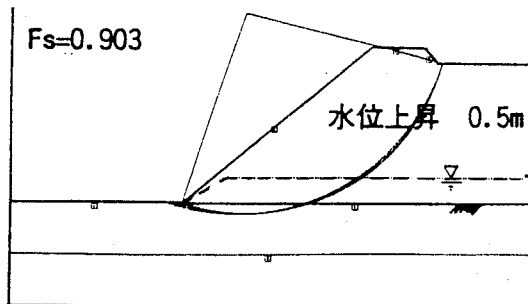
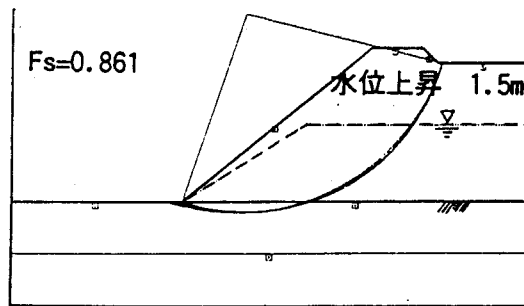
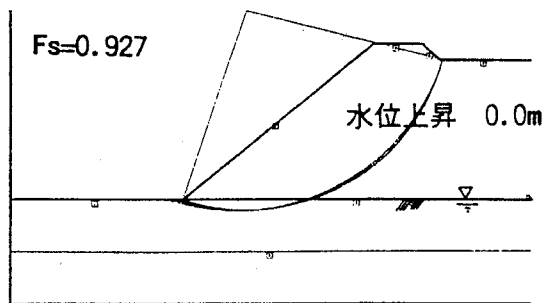
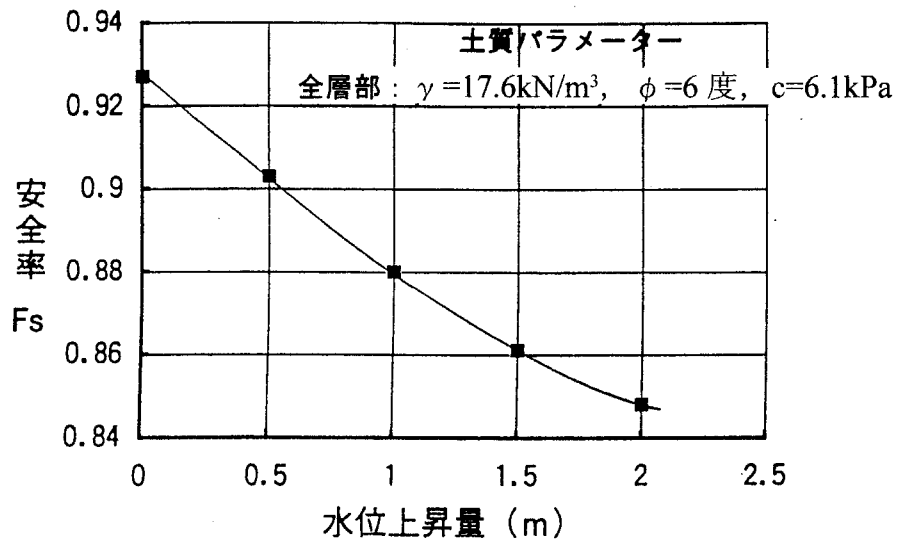


図4-26 盛土内水位上昇による安全率の変化 (6-1 工区)

ここで、 F_s :安全率

l :分割片で切られたすべり面の弧長

W :分割片の土塊重量

u :間隙水圧

b :分割片の幅

α :各分割片で切られたすべり面の midpoint のすべり角度

c :土の粘着力

ϕ :土の内部摩擦角

R :すべり円弧の半径

そして、無補強時の条件下では、

$$\text{起動モーメント } M_D = R \cdot \sum W \cdot \sin \alpha$$

$$\text{抵抗モーメント } M_R = R \cdot \sum \{c \cdot l + (W - u \cdot b) \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi\}$$

各 GHD の引張り力を T_i とし、図4-27 のようなすべり面を考えて、 T_i はすべり面と GHD のなす角度によらず、すべり面に沿う方向に作用すると仮定する。これは「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル」に示される内的安定の計算式の内、④案¹⁰⁾に対応する。

表4-6 地下水の上昇と安全率

工区	安全率		低下	
	地下水位なし(a)	水位1m上昇時(b)	b/a	$a-b$
99-A 99-B	0.97	0.86	0.89	0.11
6-1	0.93	0.88	0.95	0.05

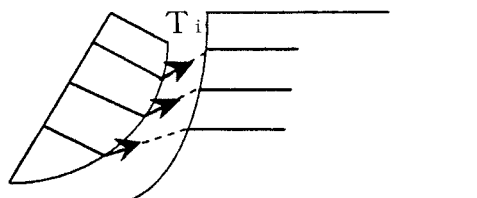


図4-27 GHD引張り力の作用方向の仮定

このとき、GHDによる補強盛土の安全率は式（4.5）で示される。

$$F_s = \frac{MR + \sum R \cdot T_i}{M_D} \approx \frac{MR + N \cdot R \cdot T_{req}}{M_D} \quad \text{式（4.5）}$$

ここで、N:敷設枚数

T_{req} :必要引張り力

式（4.5）では地下水位の上昇による安全率の変化は、間隙水圧を介して抵抗モーメントが減少し、安全率が小さくなることを意味する。GHDが敷設された条件でのすべり面の位置は無補強斜面のすべり円と同一ではない。また、無補強斜面でも地下水位を考慮する場合と、考慮しない場合のすべり面も同一ではない。しかし、単純化のために、ここでは起動モーメント M_D は無補強条件下の値で一定であると考える。この仮定は、図4-28、図4-29に示すように99工区と6-1工区では近似的に成立する。すなわち、99工区では地下水位が0.5m以上に上昇した場合、滑動モーメントは水位0mの条件の値にほぼ等しい。また、6-1工区では地下水位上昇の影響が少なく、滑動モーメントが一定である。そこで、地下水位上昇前後の安全率を式（4.6）および式（4.7）とする。

$$F_{s1} = \frac{M_{R1}}{M_D} \quad \text{（前）} \quad \text{式（4.6）}$$

$$F_{s2} = \frac{M_{R2}}{M_D} \quad \text{（後）} \quad \text{式（4.7）}$$

また、補強盛土の安全率は式（4.8）および式（4.9）で示されるものとする。

$$F_{sg1} = \frac{M_{R1} + R \cdot N \cdot T_{req1}}{M_D} \quad \text{（前）} \quad \text{式（4.8）}$$

$$F_{sg2} = \frac{M_{R2} + R \cdot N \cdot T_{req2}}{M_D} \quad \text{（後）} \quad \text{式（4.9）}$$

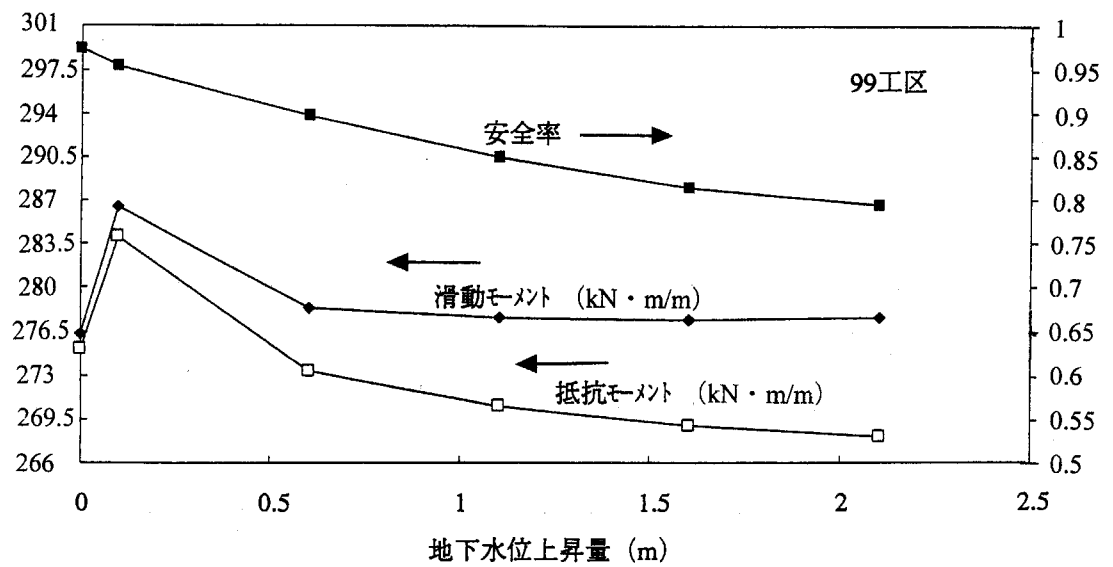


図4-28 地下水位上昇と滑動・抵抗モーメントの変動 (99 工区)

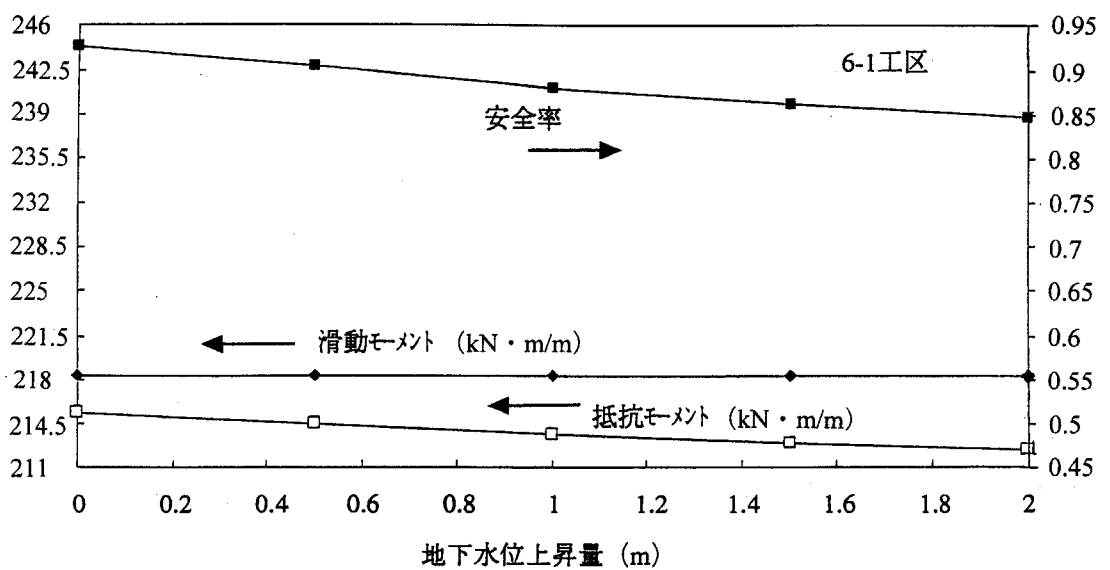


図4-29 地下水位上昇と滑動・抵抗モーメントの変動 (6-1 工区)

しかし、補強された盛土斜面の地下水位上昇前後の安全率が同一になるよう、GHDの負担分を増加させた時の、材料の安全率の変化を検討することが目的であるから、 $F_{sg1}=F_{sg2}$ と仮定する。また、GHDの引張り強度に対する安全率を F_A とおけば、水位上昇前後のGHDの負担分は安全率 F_A を変数にして、式(4.10) および式(4.11) で表される。

$$T_{req1} = \frac{T_{max}}{F_{A1}} \quad \text{式 (4.10)}$$

$$T_{req2} = \frac{T_{max}}{F_{A2}} \quad \text{式 (4.11)}$$

$F_{sg1}=F_{sg2}$ を仮定しているので、式(4.8) ～式(4.11) より

$$\frac{M_{R1} + \frac{R \cdot N \cdot T_{max}}{F_{A1}}}{M_D} = \frac{M_{R2} + \frac{R \cdot N \cdot T_{max}}{F_{A2}}}{M_D} \quad \text{式 (4.12)}$$

式(4.12) を整理すると

$$F_{s1} + \frac{1}{F_{A1}} \left(\frac{R \cdot N \cdot T_{max}}{M_D} \right) = F_{s2} + \frac{1}{F_{A2}} \left(\frac{R \cdot N \cdot T_{max}}{M_D} \right) \quad \text{式 (4.13)}$$

$$\frac{1}{F_{A2}} - \frac{1}{F_{A1}} = \frac{M_D}{R \cdot N \cdot T_{max}} (F_{s1} - F_{s2}) \quad \text{式 (4.14)}$$

したがって、無補強盛土の地下水位上昇に伴う安全率の低下は、GHDの材料安全率の逆数の差で表すことができる。例えば、99-A工区の設計では、

$$M_D = 276.4 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$R = 5.0 \text{ m}$$

$$T_{max} = 49.6 \text{ kN/m} = 11.4 \text{ kN/30cm/1.3mピッチ}$$

$$N = 4$$

$$F_{A1} = 4$$

である。また、 $F_{s1}=0.97$ 、 $F_{s2}=0.86$ であるから、式(4.14)から F_{A2} を算出すると、 $F_{A2}=2.61$ を得る。

したがって、地下水位上昇により無補強盛土の安全率は0.97から0.86になり、0.11低下する。この安全率低下に対して、補強盛土の安全率を地下水位上昇前の安全率 F_{sg1} ($\div 1.2$)と同じ状態にするためには、GHDの負担を増加させなければならない。このためGHDの安全率は、4.0から2.61になり1.39減少する。つまり地下水位が変動しても変動前と同じような安全率を保持するにはGHDの負担が増加し、このため材料の設計安全率も低下するが、この低下量は盛土の安全率の低下よりも大きいことがわかる。また、地下水位の上昇に伴う安全率の低下比は $0.86/0.97=0.89$ である。これを補うためにはGHDの負担が増え、それに伴い安全率も減少するが、その割合は単純に無補強条件の低下比に対応すると考えると、GHDの安全率は $4 \times 0.89=3.56$ になる。しかし、上述の検討ではGHDの材料安全率は2.61で低下比は0.65である。このことは、GHDの強度面のみに主眼をおいて盛土斜面を補強するよりも、地下水位を上昇させないように考えることが有効であることを示唆している。

4. 5 まとめ

本章ではGHDを斜面崩壊を起こした畦畔盛土の復旧工に試験的に適用し、その直接的、間接的補強機能を実施工によって評価した。その結果、以下のことが判明した。

- (1) 軟弱な現場発生土を用い、GHDを帯状千鳥に配置した盛土補強によって崩壊盛土斜面を修復し、良好な結果を得た。現場が第3紀層地すべり地帯であり、とりわけ記録的な豪雨に見舞われ周辺一帯で斜面崩壊が頻発したにもかかわらず、補強盛土は何等の変状も生じず、高い安定性を示した。

GHDの一種として適用したスパンボンドは、同様に高い安定性を示し、その補強効果を確認した。

- (2) 補強盛土内の水位は、GHDの排水機能によって速やかに低下する。盛土中の間隙水圧は斜面の安定に直接寄与することから、このような高い排水効果は、斜面の崩壊に対する安全率の向上にきわめて有効であり、長期補強効果を得られることがわかった。
- (3) GHDの排水能は3年以上の期間にわたり、目詰まり等による低下もなく排水効果を維持しうることを確認した。
- (4) GHDを敷設した補強盛土地盤は、無補強盛土地盤に比べて約5%の含水比低下が認められた。また、地盤条件にもよるが、3倍程度の強度増加が得られた。
- (5) GHDの補強効果と排水効果の両方を盛土の安定に考慮しうる。

参考文献

- 1) ジオグリッド研究会専門部会編：「ジオグリッド工法」ガイドライン，
Vol.1,2, ジオグリッド研究会，(1990)
- 2) ジオテキスタイル補強土工法普及委員会編：ジオテキスタイルを用いた補
強土の設計・施工マニュアル，(財)土木研究センター，(1997)
- 3) RRR工法協会：補強盛土工法 設計・施工マニュアル，(1993)
- 4) 大阪府農林水産部耕地課：面整備事業実施基準，33-35 (1993)
- 5) 近畿農政局建設部コスト縮減近畿連絡会：近畿農政局農業農村整備事業コ
スト縮減対策事例集，Ⅲ-92 (1999)
- 6) (財)砂防・地すべり技術センター：斜面調査簡易貫入試験機取扱い要領，
(1982)
- 7) 土質調査法改訂編集委員会編：地盤調査法，地盤工学会，196-225 (1995)
- 8) 例えば、高瀬信忠：河川水文学，森北出版，87(1998)
- 9) 河野伊一郎：地下水工学，鹿島出版会，102-106(1989)
- 10) ジオテキスタイル補強土工法普及委員会編：ジオテキスタイルを用いた補
強土の設計・施工マニュアル，(財)土木研究センター，63(1997)

第5章 高含水比粘性土を用いた盛土の崩壊実験

5. 1 概説

第3章ではGHDの水平排水機能を、また第4章ではその補強機能をそれぞれ実施工によって評価し、2つの機能に関する現場適用性を個別に明らかにした。特に、第4章ではGHDを盛土補強に適用した場合の直接的な補強機能のみならず、水平排水機能がもたらす間接的補強機能についても論じた。

元来、補強土工法は土の弱点を補う工法¹⁾であり、特に従来のジオシンセティック補強材は土と材料の相互作用によって、土の弱点である引張り強度の低さを補うことを主目的として用いられる²⁾。この従来のジオシンセティック補強材と同等の補強機能を有し、加えて水平排水機能をも併せ持つGHDの特徴を活かし、両機能を同時に利用することによって、盛土補強土工法におけるGHDの利用範囲を広げることができる。

近年、処分地の減少や処分費の高騰等の理由から、建設発生土の再利用の促進が急務である。とりわけ、建設発生土に占める割合の高いシルト、関東ローム、粘性土などの含水比の高い低品質な土を利用する技術の確立が求められている。従来、それら性状の悪い土を利用する際には、土質改良や施工上の工夫が施される。具体的な方法としては、良質土の混合、安定処理工法、サンドイッチ工法、補強土工法等が挙げられる。安定処理工法はセメント系や石灰系の改良材等を混合し、土の性状を化学的に改良して利用するものである³⁾。しかし、このように安定処理された改良土に関しては、土のpHが高くなる場合があり、特に初期にはpH値の高い溶出水が発生することがある³⁾。

また、サンドイッチ工法⁴⁾は含水比の高い砂質土や粘性土を用いて盛土を行う時に、盛土内の含水比を低下させるために、ある一定の高さ毎に透水性の良い山砂やジオシンセティック排水材などで排水層を設け、サンドイッチ状に盛り立てるものである。その排水材に補強機能が付加されれば、きわめて合理的な補強材となる。この考え方に立脚すれば、GHDの補強機能と水平排水機能を利用して盛り立てを行えば、含水比の高い低品質な土を盛土材料に利用する場合に、きわめて有効な方法になりうると考えられる。GHDを敷設しながら盛り立てることで、盛り立て中に発生する過剰間隙水圧の消散に基づく圧密によって土の強度増加が期待できる。GHDによるそれらの効果が明確になれば、化学的な安定処理をすることなく、土本来の強度発現

を促す方法であり、発生した低品質な土をそのまま施工現場に運搬して有効利用することができるので、環境保全の観点からも好ましい工法になりうる。しかし、補強機能と排水機能とを同時に考慮した設計法は未だ確立されておらず、設計、施工法の確立が望まれるところである。

本章では、高含水比粘性土を用いたモデル試験成果について述べる。モデル試験は、高含水比粘性土を盛土材料に用いた場合のGHDの効果を設計に導入するために実施したものであり、実物大盛土を盛り立てた後、崩壊実験を行った。

高含水比粘性土を用いたジオシンセティック補強盛土に関しては龍岡らの研究があり、不織布で補強した関東ローム試験盛土の長期挙動について報告している^{5~8)}。また、ジオシンセティック補強盛土の崩壊実験としては、三木らの砂質土を用いた補強盛土の実物大崩壊実験^{9,10)}が代表的である。補強材にはジオグリッドあるいはスパンボンドを使用している。しかし、高含水比粘性土の実物大崩壊実験に関しては、三木らが関東ロームを用いて、スパンボンドの目付差による効果の相違を報告¹¹⁾しているものの、その事例はきわめて少ない。

本章では、GHDで補強した高含水比粘性土盛土のフルスケールでの崩壊実験の成果を示している。従来成された崩壊実験^{9~12)}は、ほとんどが人工降雨によるものであるが、本論では載荷盛土の手法を用いた。GHDの補強機能と排水機能をとともに取り入れた設計を行い、盛り立て時ならびに載荷盛土設置後の盛土挙動を予め予測し、限界状態で設計して実施したものである。この崩壊実験において確認したGHDの補強効果ならびに敷設による排水効果、さらには極限時の補強機能について論じる。また、設計における考え方と実験結果とを対比し、設計手法確立のための検討を加えている。

5. 2 高含水比粘性土盛土の崩壊実験

5. 2. 1 崩壊実験の概要

(1) 実験現場と材料物性

崩壊実験を実施した現場は、大阪府堺市の大阪産業廃棄物処理公社堺事業所、堺第7-3区産業廃棄物処分場である。この処分場内は図5-1に示すように区割堤で26の区域に分けられており、産業廃棄物を埋土としてポンド中央、軟弱沖積粘土層上に投入している。そのため、従来の海底地盤であった軟弱な沖積粘土は、埋土荷重によって処分場内周辺部へと押し出され図5-1のX、Zポンドに広範囲に隆起している。この沖積粘土は自然含水比が高く、攪乱による強度低下が著しいのが特徴である。実験は、地盤条件の良いVポンド（管理型処分場）区割堤上の南北100m×東西30mの区域内に、4つの実験工区を設けて実施した。

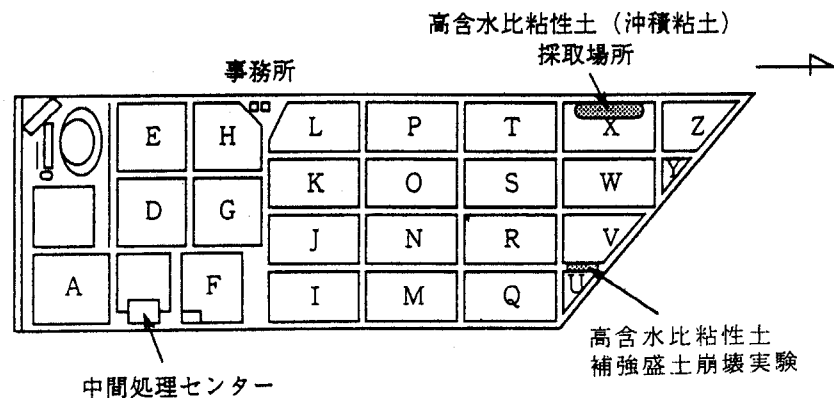


図5-1 モデル試験位置図

実験にはスパンボンド、補強不織布タイプ、立体編物タイプ、プラスチックコアタイプの4種類のGHDを用いた。それらの断面模式図を図5-2に、特性値を表5-1に示す。立体編物タイプは第3章に示した結果に基づき、垂直方向透水係数を改善している。プラスチックコアタイプは材料改良によって引張り剛性を高めたものを用いた。

(2) 設計方針と盛り立て方法

この崩壊実験の目的は、GHDの効果を設計に導入するために、その補強機能と排水機能を検証し、極限時の補強機能を評価することにある。そこで、

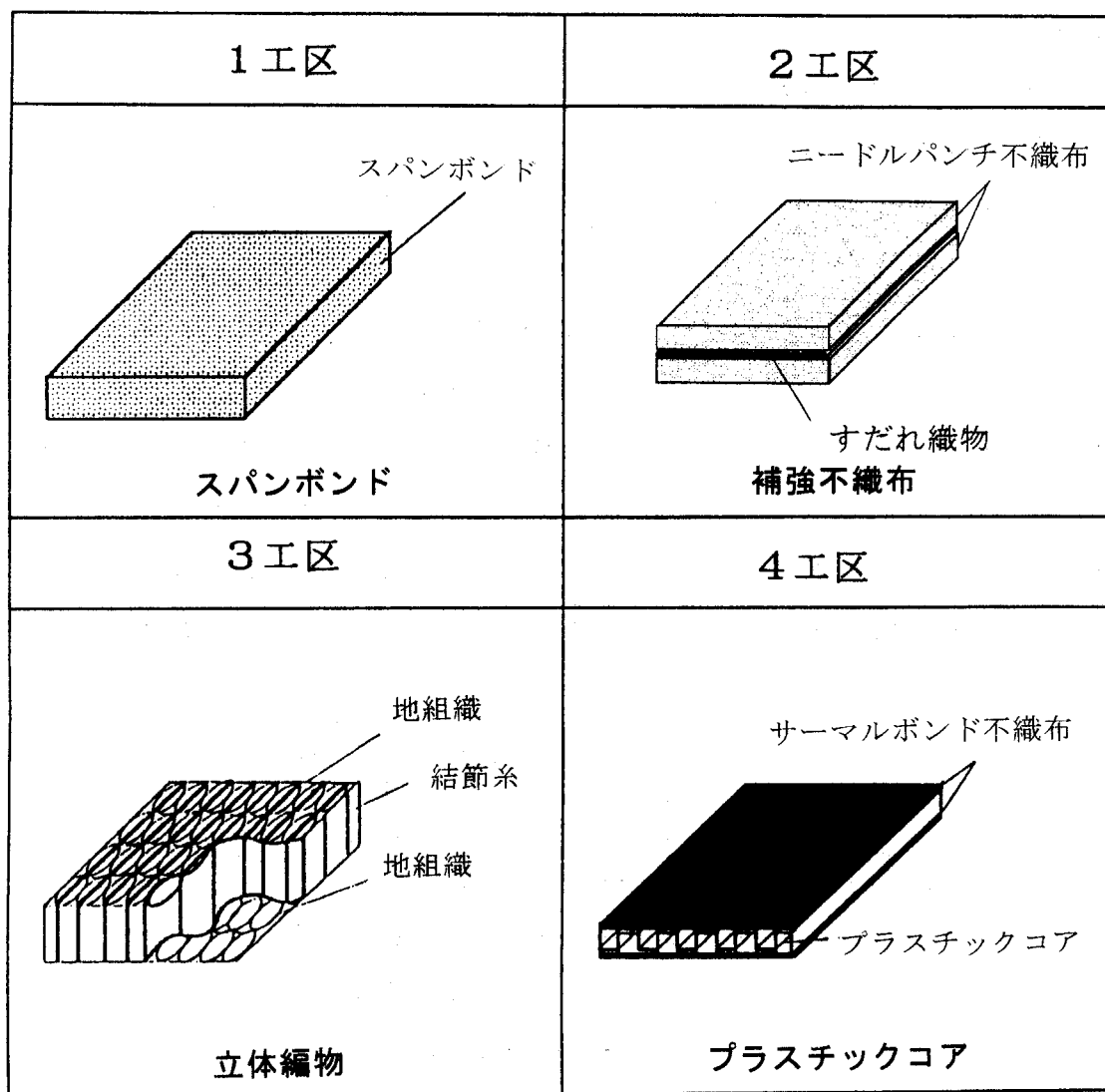


図5-2 GHDの断面模式図

表5-1 GHDの特性値

材 料 分 類	引張り強さ (kN/m)		破断時の 伸び率 (%)	垂直方向 透水係数 (cm/s)	面内方向透水係数 (cm/s) 通水性能 (cm ² /s)		
					上載圧		
	5%伸長時	破断時			98kPa	196kPa	294kPa
1 工区(スパンボンド)	2.5	41.0	82.5	2.8×10^{-1}	1.6×10^{-1} 0.03	1.2×10^{-1} 0.02	6.2×10^{-2} 0.01
2 工区(補強不織布)	43.8	72.9	11.4	4.1×10^{-1}	3.2×10^{-1} 0.21	1.3×10^{-1} 0.07	1.0×10^{-1} 0.04
3 工区(立体編物)	24.0	79.9	18.1	4.8×10^{-1}	9.4×10^{-1} 0.14	5.0×10^{-1} 0.08	3.1×10^{-1} 0.05
4 工区(プラスチックコア)	43.5	82.8	32.1	3.4×10^{-2}	1.6×10^{-1} 5.6	1.6×10^{-1} 5.6	1.6×10^{-1} 5.6

次のステップで実験を行うこととして設計方針を定めた。

ステップ1（盛り立て）：圧密による土の強度増加を図りながら盛り立てる（緩速盛土）。

ステップ2（待機）：90%圧密に達するまで待機し、土の強度増加を図る。

ステップ3（崩壊）：载荷盛土により崩壊させる。この場合、GHDを破断させることとする。

斜面安定の観点からは、盛り立て時には安全率1.0以上、崩壊実験時は安全率1.0程度が要求される。盛り立て時の条件を満足させるためには、補強を十分に行えばよいが反面、崩壊実験時の条件を満足させることが困難になる。すなわち、できるだけ低い安全率に設定しておくことが崩壊実験時には有利になる。そこで、盛り立て時における目標安全率を1.0に設定した。また、補強強度は引抜き強度と材料強度によって決まるので、この2つの強度を検証するために、盛り立て時には引抜き強度、崩壊時には材料強度によって決まる補強仕様とした。崩壊時の安全率は、待機期間中に圧密が進行して安全率が増加することを見込み、さらにGHDの破断を検証するために待機後、载荷盛土の前に最上部にGHDを敷設して、1.5mの载荷盛土時に安全率1.0を達成することを目標とした。

盛土の粘着力は圧密によって増加し、圧密時間はGHDの排水効果によって短縮される。後述する圧密計算の結果から、盛土は圧密による強度増加を期待して1日2層の盛り立てとし、さらに8層目まで盛り立てた後2日間放置し、その後9層目、10層目を盛り立てることとした。载荷による崩壊実験は90%圧密に達するまで待機した。これら経過日数と盛り立てとの関係を図5-3に示す。

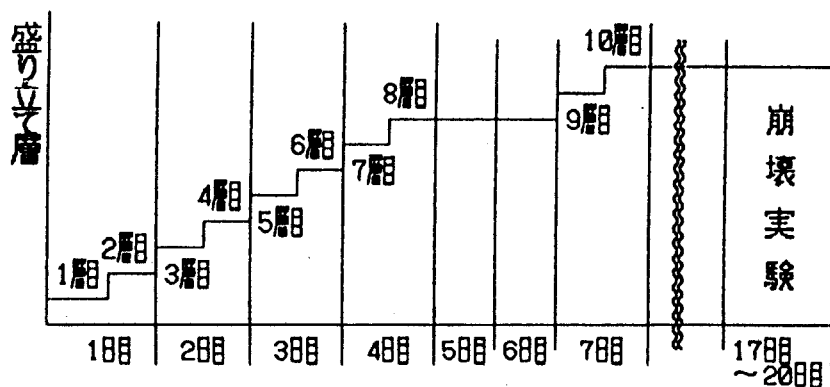


図5-3 経過日数と盛り立てとの関係

(3) 圧密による強度増加の考え方と安定計算

GHDによる圧密計算には圧密理論を適用した。すなわち、全面敷設配置の場合にはTerzaghiの一次元圧密理論を、帯状敷設配置の場合はBarronのドレーン理論¹³⁾を準用した。帯状千鳥配置部に適用したBarronのドレーン理論式を以下に示す。

$$U = 1 - \exp \left[- \frac{8 \cdot c_v \cdot t}{d_e^2 \cdot F(n)} \right] \quad \text{式 (5.1)}$$

$$\text{ここで、} F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2}, \quad n = \frac{d_e}{d_w}, \quad t = \frac{T_h \cdot d_e^2}{c_v}$$

t : 所定の圧密に要する時間

T_h : 放射流の場合の時間係数

d_e : 帯状GHDを円柱状ドレーンに換算したときのドレーンの有効径

c_v : 盛土材料の圧密係数

d_w : GHDのドレーン換算径 (等周長換算法使用)

また、盛土の安定計算上必要となる粘着力は次のように仮定した。初期の粘着力 $c_0=4.2\text{kPa}$ に相当する盛土荷重 (自重): 盛土高さ $h(\text{m})$ を圧密降伏応力とみなし、それ以上の盛土を盛り立てた場合に粘着力の増加を考慮した。 h の値は式 (5.2) で得られる。

$$h = \frac{c_0}{\alpha \cdot \gamma} = \frac{4.2}{0.3 \times 14.6} \div 1.0 \text{ (m)} \quad \text{式 (5.2)}$$

ここで、 α : 強度増加率 (0.3)

γ : 土の単位体積重量 (14.6kN/m^3)

したがって、圧密による強度増加は盛土表面から1m以深について盛土最下部まで、式 (5.3) によって算出できる。また、これに基づく計算結果を図5-4に示す。

$$c = c_0 + U \cdot \alpha \cdot \gamma \cdot (H - h) \quad \text{式 (5.3)}$$

ここで、U:圧密度

H:実際の盛土高さ

安定計算は「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル」¹⁴⁾に従い、円弧すべり法による式 (5.4) を用いた。

$$F_s = \frac{R \sum \{c_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \theta_i + T_i \cdot \sin \theta_i) \cdot \tan \phi_i + T_i \cdot \cos \theta_i\}}{R \sum (W_i \cdot \sin \theta_i)} \quad \text{式 (5.4)}$$

ここで、F_s:安全率

c_i:土の粘着力

R:すべり円弧の半径

W_i:分割片の土塊重量

l_i:分割片で切られたすべり面の弧長

φ_i:土の内部摩擦角

θ_i:各分割片で切られたすべり面の midpoint のすべり角度

T_i:各 GHD の引張り強度 T_Aと引抜き抵抗 T_{Pi}の内、小さい値

→ GHD の引張り強度 T_Aは材料の破断強度とした。

ただし、T_{Pi} = 2 · (0.5 · c_i + 1.0 · σ_v · tan φ_i) · L_{ei}

σ_v:各段の GHD の定着部に作用する鉛直土圧 (=γ · h_i)

L_{ei}:各段の GHD の定着長

安定計算の結果を図5-5および表5-2に示す。それらの結果は、ここで論じた補強仕様および盛り立て方法によれば、下記の各項を満たしうることを示している。

- ・盛り立て時において、安全率1.0以上を確保することができる。
- ・盛り立て時と圧密待機時における粘性土の強度増加を調査することにより、排水機能を検証しうる。
- ・盛り立て時に GHD の補強効果（引抜き強度）を検証できる。
- ・崩壊実験時に補強効果（破断強度）を検証できる。

・盛り立て完了時

・崩壊実験時

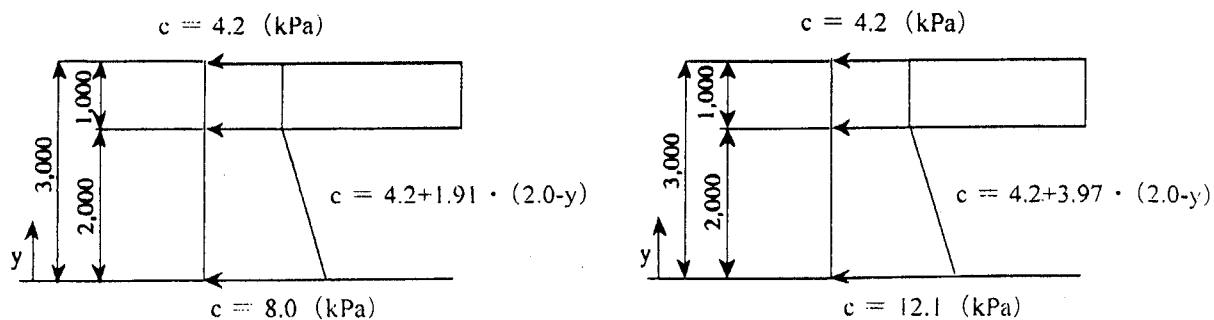


図5-4 強度増加後の粘着力

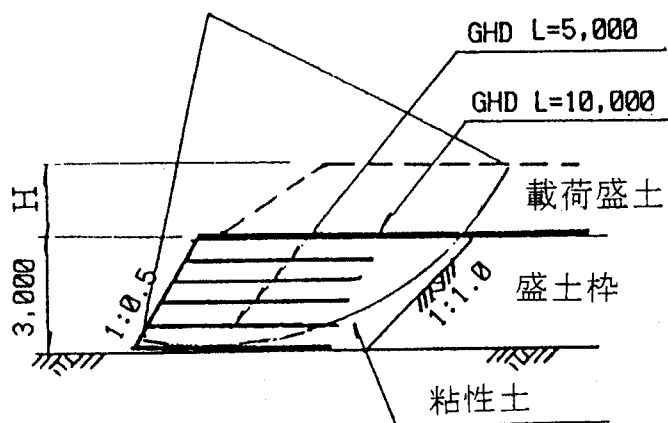


図5-5 安定計算結果模式図

表5-2 安定計算結果一覧表

状 態	工区 No.	安全率	GHDに発生する引張り力 T_i (kN/m)			
			2層目	4層目	6層目	10層目
盛り立て時	1	1.095	12.2	1.0	—	—
	2, 3, 4	1.009	8.1	2.8	0.7	—
載荷盛土時 (H=1.5m)	1	1.099	1.2	—	—	41.2
	2	1.029	8.6	—	—	72.6
	3, 4	1.057	0.6	—	—	73.9
載荷盛土時 (H=3.0m)	1	0.743	1.2	—	—	41.2
	2	0.713	0.3	—	—	72.6
	3	0.736	0.6	—	—	80.4
	4	0.744	0.6	—	—	83.4

(4) 盛土材料と高含水比粘性土盛り立ての概要

盛土材料の粘性土は図5-1のXポンドの高含水比粘性土（沖積粘土）を掘削し、Vポンド区割堤上に仮置きした後、実験に用いた。この粘性土の物理・力学特性は表5-3に示すように、粘着力 $c=4.2\text{kPa}$ 、内部摩擦角 $\phi=0^\circ$ 、自然含水比は約85%である。また、載荷盛土材料は砂質土を用い、その土質定数は単位体積重量 $\gamma_t=15.7\text{kN/m}^3$ 、内部摩擦角 $\phi=30^\circ$ である。盛土材料が軟弱であるため、通常の方法で盛り立てを行うことは困難であることが予想される。そこで、まず設計盛土形状を型どった盛土枠を土材料で築造し、その枠内に高含水比粘性土の盛り立てを行うこととした。実験工区の配置を図5-6に示す。

盛り立てならびに載荷の模式図を図5-7に示す。盛り立てに先立ち、写真5-1のように排水計測時の盛土枠への水の浸透を防ぐ目的で、盛土枠の全側面と盛土枠底部の斜面側先端をブルーシートで覆った。盛り立ては高さ3m、前面斜面勾配1:0.5の条件で、一層を30cmとして各盛土枠内で行った。また、盛り立て一層毎に斜面の表面を土のうと不織布（ 200g/m^2 ）で保護した。材料敷設は1工区：全面敷設配置、2～4工区：50%敷設・帯状千鳥配置とした。盛り立て状況を写真5-1、写真5-2に示す。

(5) 計測方法

4つの実験工区では、盛土内部の粘性土やGHDの盛土に伴う挙動を調べるために、レーザー測量、相対変位計、パイプひずみ計、間隙水圧計、土圧計、雨量計を設置し、表5-4に示す計測項目について計測を行った。計器は主として斜面と、予想すべり面付近を対象に設置し、崩壊時の危険を避けるため自動計測システムとした。基本的な計器の配置を図5-8に示す。

また、粘性土盛り立て中は各層盛土段階毎に含水比測定と、ミニコーンペネトロメーターを用いた静的コーン貫入試験による強度測定を行った。また、崩壊後のGHD周辺の状態変化を調べるために、バックホウで盛土材料を除去しながらそれらの試験を行った。

表5-3 土質定数

材 料 名	単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	内部摩擦角 ϕ (°)	粘着力 c (kPa)	粘着力の増加率 α (c _u /p)	圧密係数 c_v (cm ² /day)	自然含水比 (%)
粘性土(盛土材)	14.7	0	4.2	0.3	40	80 ~ 90
砂質土(載荷材)	15.7	30	0	—	—	—

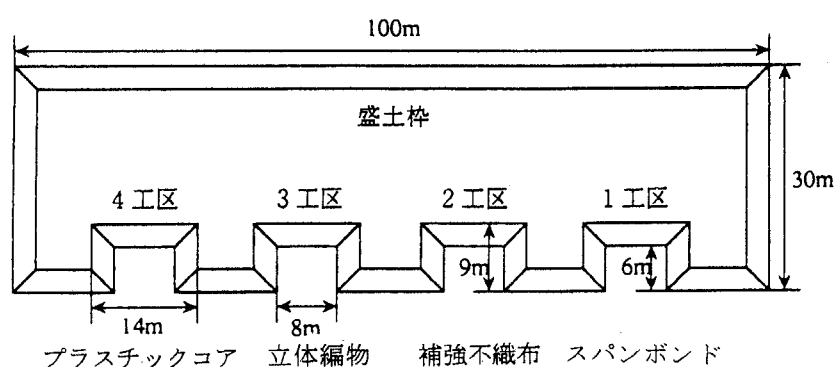


図5-6 実験工区

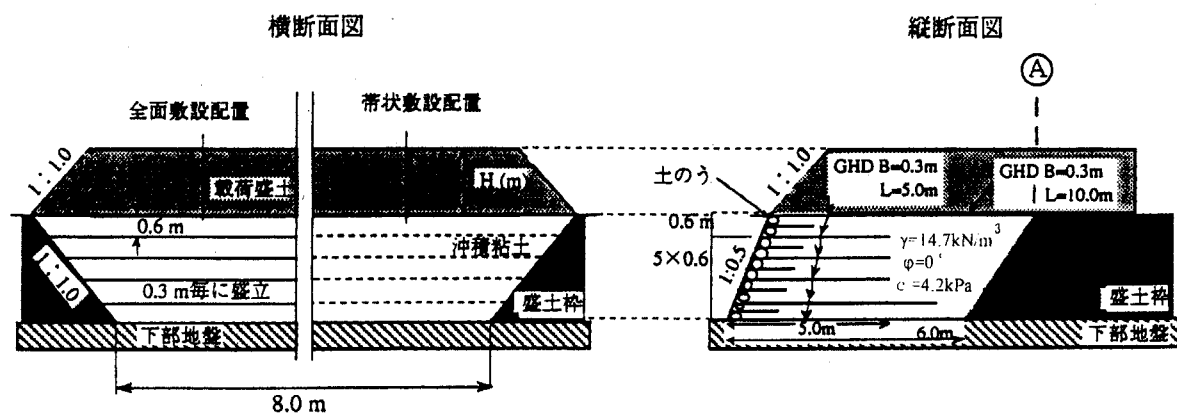


図5-7 盛り立てならびに載荷の模式図

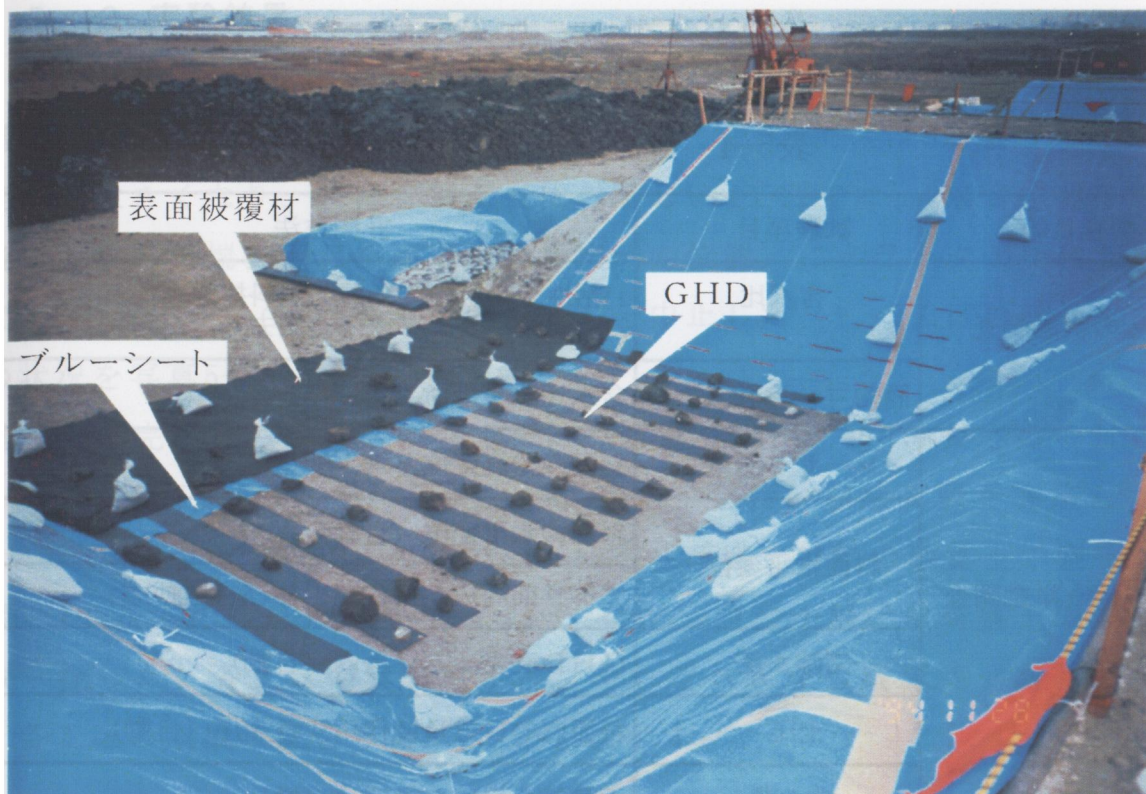


写真5-1 材料敷設



写真5-2 盛り立て状況

表5-4 計測項目と計測方法

調査目的	試験項目	計測方法
粘性土の状態調査	含水比	1)粘性土盛土中に各層で試料採取 2)崩壊後バックフォーで撤去しながら試料採取
	静的コーン貫入試験	含水比試験箇所を実施
盛土に伴う挙動調査	レーザー測量	斜面の鉛直変位と水平変位
	斜面水平変位	斜面の水平変位（自動）
		すべり面周辺のGHDの伸び（自動）
	間隙水圧	GHD直上、粘性土内（自動）
	土圧	斜面内のGHDに作用する土圧（自動）
	排水量	雨量計を用いて測定（自動）

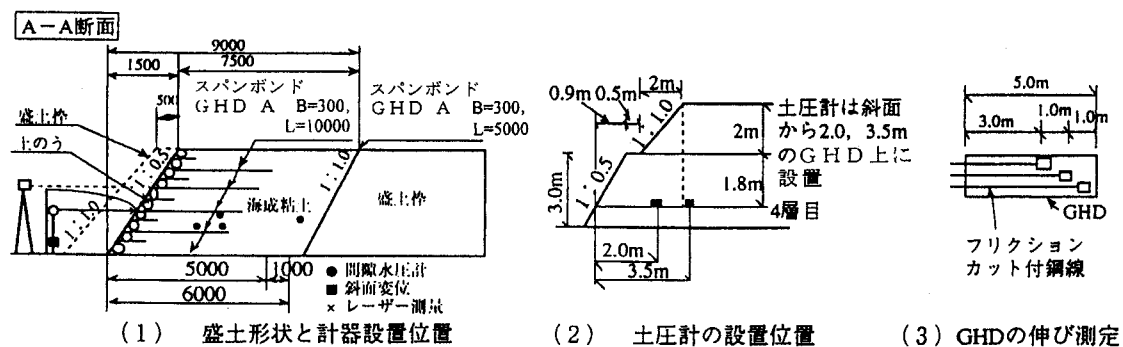


図5-8 計測計器の配置

5. 2. 2 実験結果

(1) 盛り立てならびに載荷状況と崩壊結果

盛り立ては、1, 2工区では順調に進んだが、3, 4工区は8層盛り立て時に斜面変位が大きくなり、特に、斜面変位の著しい4工区では、8層目を盛り立てた直後に、その天端表面（斜面肩部から約5mの位置）にクラックが発生した。そこで、4工区については8層目で盛り立てを中止した。1, 2工区の盛り立て完了時の状況を写真5-3、写真5-4に示す。

盛り立て完了後の各工区の盛土天端（10層目天端）に10m長さのGHDを敷設し（写真5-5）、それぞれ砂質土で載荷盛土を行い崩壊実験を実施した。なお、4工区は8層目から10層目までの60cmを載荷盛土材料の砂質土で盛った後、同様に10m長さのGHDを敷設した。この60cm分の土層は載荷盛土の一部として取り扱った。各工区の実験盛土は、それぞれ異なる載荷盛土高さで崩壊した。各工区の崩壊状況を写真5-6～5-13に示す。



写真5-3 盛り立て完了（1工区）

写真5-7 準定区崩壊状況（載荷盛土2.5m盛り立て中）



写真5-4 盛り立て完了（2工区）



写真5-5 10m長さのGHDの敷設



写真5-6 1工区崩壊前（載荷盛土前）



写真5-7 1工区崩壊状況（載荷盛土2.5m盛り立て中）



写真5-8 2工区崩壊前（載荷盛土1 m盛り立て中）



写真5-9 2工区崩壊状況（載荷盛土2 m盛り立て後）

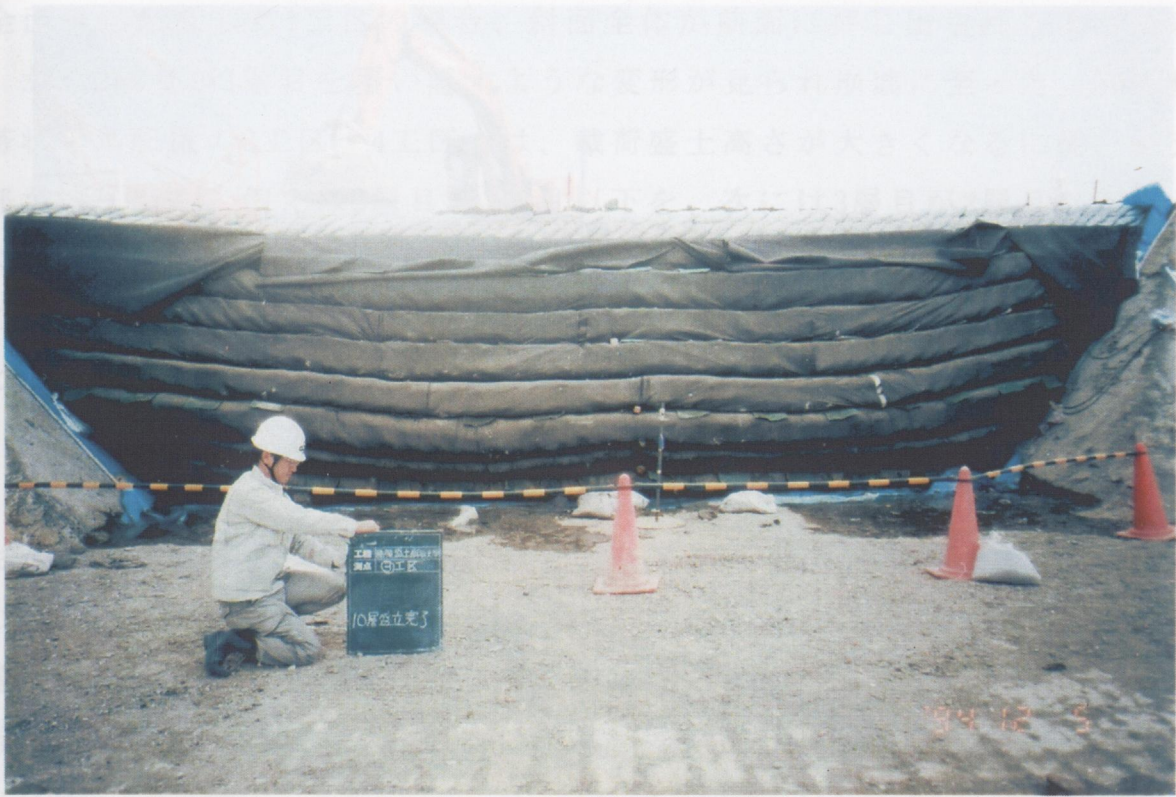


写真5-10 3工区崩壊前（載荷盛土前）



写真5-11 3工区崩壊状況（載荷盛土2 m盛り立て中）



写真5-12 4工区崩壊前（载荷盛土0.6m盛り立て後）



写真5-13 4工区崩壊状況（载荷盛土3.1m盛り立て中）

全面敷設配置した1工区の場合、斜面全体が前面に押し出されるように変形し、かつ2層目が1層目を覆い隠すような変形が見られ崩壊に至った。50%敷設・帯状千鳥配置の2工区～4工区では、載荷盛土高さが大きくなるに従い斜面中央部が迫り出し、例えば2層目が1層目以下を、次には3層目が2層目以下をというように、順次上段の層が下層を覆い隠すように変形し、その後、表面被覆材のラップ部分に割れが生じ崩壊した。また、各工区とも崩壊後の載荷盛土上には、図5-7の載荷盛土断面 (A) の位置に写真5-14のような滑落崖が観察された。各工区の載荷盛土と崩壊に至る経過、滑落崖の高さは表5-5のとおりである。

また崩壊実験終了後、各工区の載荷盛土を取り除き10層目に敷設した10m長さのGHDの状態を観察した。その結果、1, 3, 4工区では図5-7の (A) 点直下の盛土梓部でGHDが破断していた (写真5-15)。しかし、2工区のGHDは破断せず、写真5-16のような引抜けが生じていた。崩壊実験の結果をまとめたものを表5-6に示す。

2工区に用いた補強不織布タイプのGHDは、補強部材のすだれ織物を上下2枚の不織布で挟み、ニードルパンチで一体化、複合化したものである。第2章の2.4.2.1で論じたように、気中の引張り試験では、つかみ部分においてすだれ織物と不織布の境界面ですべりが生じ、その時の強度は72.9kN/mであった。本論ではこれを材料の破壊と見なし設計に用いた。しかし、この時点では補強部材のすだれ織物は破断に至らず、それが破断するのは160kN/m以上であった。土中では土によって材料全面が拘束されているので、気中での引張り試験条件とは異なる。したがって、2工区で引抜けが生じたのは、実際には設計値以上の引張り強度を発現したことが原因であると推察される。

(2) 盛り立て中ならびに崩壊時の挙動計測結果

図5-9は盛土中の初期含水比の盛土高さ方向分布と盛土および載荷に伴う含水比低下量を示したものである。初期含水比は75～90%で、全体的な傾向として盛土が高くなるほど含水比が低下する傾向がみられる。これは粘性土の仮置きと施工の関係から生じたものと考えられる。使用した粘性土は液性限界が100.5%、液性指数は約0.8で非常に軟弱で、乱した状態の強度は $q_u=8.5\text{kPa}$ であった。まき出し直後の粘性土のせん断強さは図5-10に示すように $q_c=19.6$



写真5-14 滑落崖（2工区）

表5-5 載荷盛土と崩壊に至る経過

工区	載荷盛土と崩壊に至る経過	滑落崖の高さ
1工区	1.5 m盛り立て後：小クラック発生 2.0 m盛り立て後：クラック発生 2.5 m盛り立て中：崩壊	1.5～2.0 m
2工区	1.5 m盛り立て後：小クラック発生 2.0 m盛り立て後：クラック発生→作業中断→崩壊	1.25 m
3工区	1.0 m盛り立て後：微小クラック発生 1.5 m盛り立て後：クラック発生 2.0 m盛り立て中：崩壊	0.8 m
4工区	2.6 m盛り立て後：微小クラック発生 3.1 m盛り立て後：崩壊	1.2 m



写真5-15 崩壊後の10m長さのGHD（3工区：破断）



写真5-16 崩壊後の10m長さのGHD（2工区：引抜け）

表5-6 崩壊実験結果

工区	1 工区	2 工区	3 工区	4 工区
GHDの種類	スパンボンド	補強不織布	立体編物	プラスチックコア
敷設率	100%(全面敷設)	50%(帯状千鳥)	50%(帯状千鳥)	50%(帯状千鳥)
盛り立て時の状況 (予定盛り立て高:3.0m)	完了:変状なし	完了:変状なし	完了:変状発生	盛土高 2.4m で変状大,よって 2.4m で中止
崩壊に至った 載荷盛土高	2.2m	2.0m	1.7m	2.8m
崩壊時の GHDの状態	破断	引抜け	破断	破断

～78.4kPaで、 $q_u=q_c/5$ の関係¹⁵⁾を仮定すると、 $q_u=3.9\sim15.7\text{kPa}$ （平均 $q_u=\text{約}7.8\text{kPa}$ ）である。 $c_u=q_u/2$ の関係¹⁵⁾から、 $c_u=3.9\text{kPa}$ の粘着力が推定される。

設計で用いた強度は $c_u=4.2\text{kPa}$ であるから現場条件に合致している。

含水比の低下は最下層で10～20%であるが、上方にいくに従い小さくなり、自重圧密の影響がみられる。低下量からみるとスパンボンド（1工区）と立体編物タイプ（3工区）が大きく、補強不織布タイプ（2工区）、プラスチックコアタイプ（4工区）がやや小さい傾向にあり、材料や敷設方法の違いおよび斜面変位に伴う粘性土の乱れが影響しているものと推察される。

静的コーン貫入試験の結果から、 $q_u=q_c/5$ 、 $c_u=q_u/2$ として算出した粘着力を図5-11に示す。盛り立て時の粘着力は $c_u=2.9\sim4.9\text{kPa}$ で、含水比の小さい上部ほど強度がやや大きい。崩壊後の強度は深度方向に増加し、最下層では $c_u=9.8\sim19.6\text{kPa}$ になっている。工区毎に比較すると、盛り立て時の斜面変位が大きい3、4工区の最下層の強度が相対的に小さい。 $c_u/p=0.3$ を用い、 $p=49\text{kPa}$ とすると、 $c_u=14.7\text{kPa}$ が得られる。上述の最下層の強度はこれに対応しており、圧密に伴う強度増加を示している。

設計時には、崩壊時の強度分布として式（5.5）を仮定している。

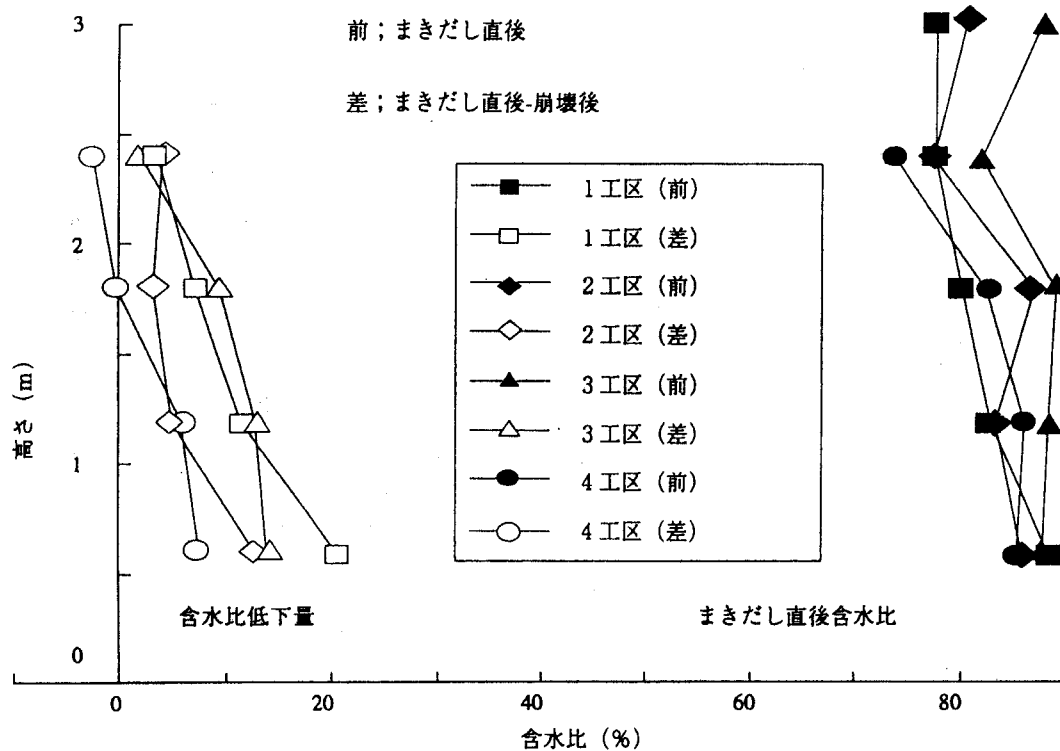


図5-9 盛土および載荷重による含水比低下量

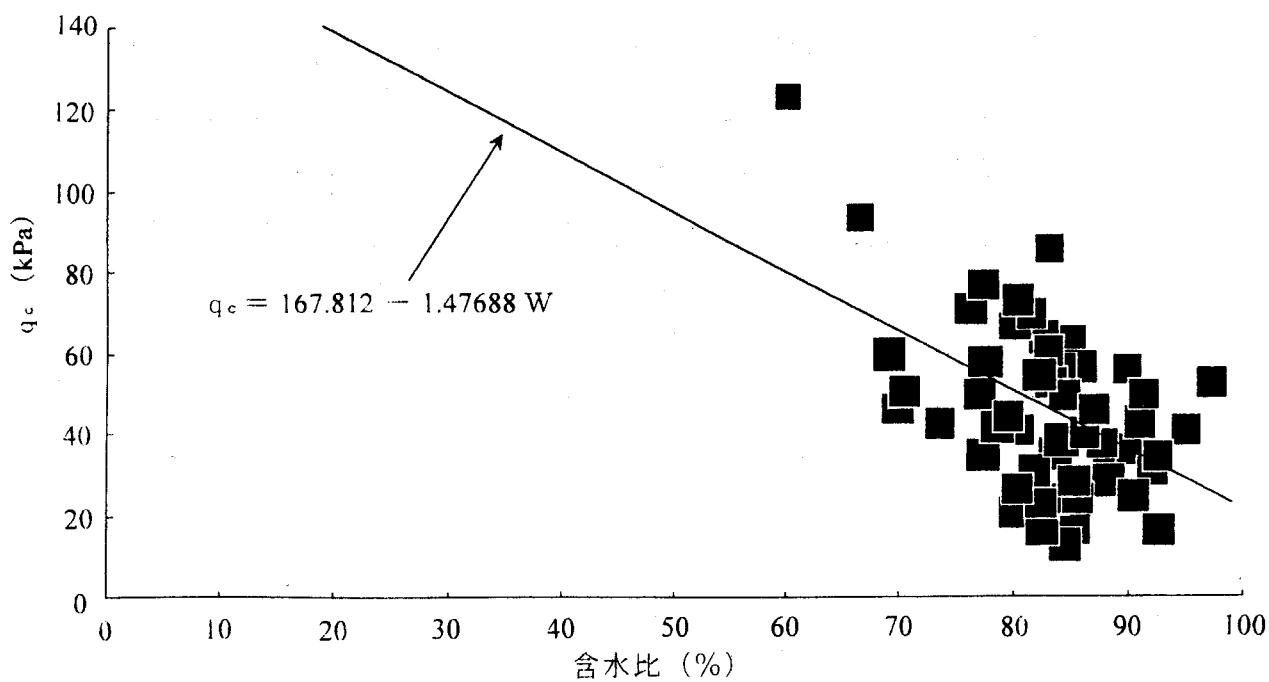


図5-10 高含水比粘性土盛土における含水比と q_c との関係

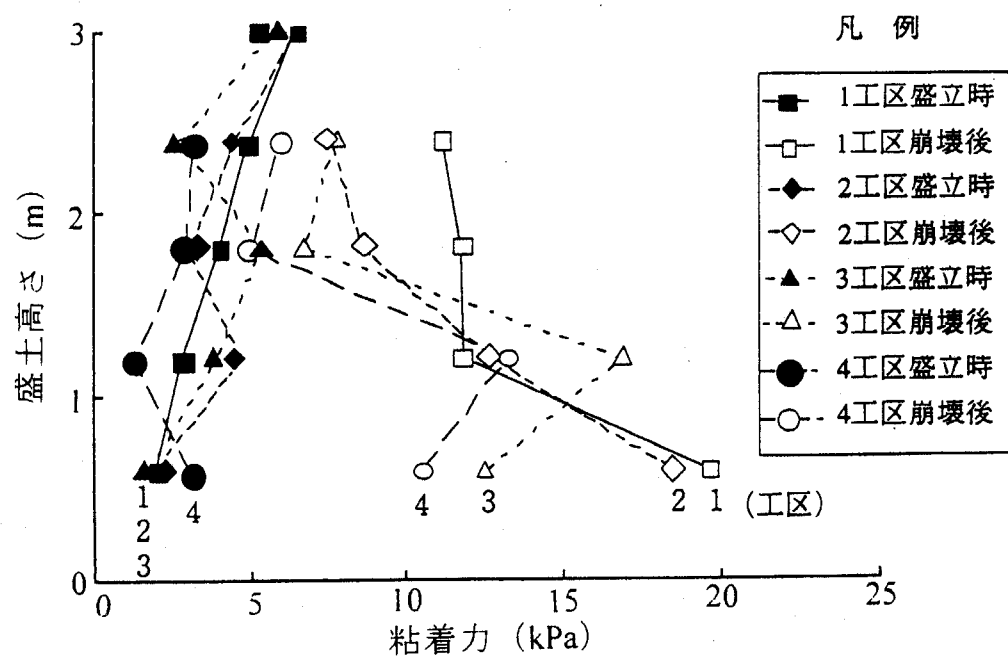


図5-11 GHDによる強度増加

表5-7 設計強度と静的コーン貫入試験による推定強度の比較

盛土高さ	設計強度	静的コーン貫入試験 による推定強度
2.0 m	4.2 kPa	7.4 kPa
1.5	6.2	10.8
1.0	8.1	13.7
0.5	10.2	15.7

$$c = 4.2 + 3.97 \cdot (2.0 - y)$$

式 (5.5)

ただし、 $y \leq 2.0$ (m)

式 (5.5) から得られる値と、静的コーン貫入試験の結果から推定した強度とを盛土高さ毎に比較したものを表5-7に示す。静的コーン貫入試験結果からの推定値は、設計値の約1.5倍になっている。しかし、これらは全工区の平均値であるため、ばらつきを考えるとほぼ設計時の設定に対応していると考えられる。

盛り立て中にGHDに作用する土圧、水圧の測定結果を図5-12に示す。図は1工区における土圧と間隙水圧の測定結果を重ね書きしたものである。土圧の計測目的は斜面勾配が1:0.5と急斜面であり、斜面内の応力分布が大きくなることが予想されたので、GHDに作用する土圧を確認するために設置した。図5-12によれば粘性土盛土上に約1m载荷盛土するまでは、土圧は一次元的に増加しており、これ以上になれば、盛土荷重としてはGHDに作用しないことを示している。図5-13は、図5-14に示す大根らの提案する土圧分布¹⁶⁾を考慮して整理したものである。すなわち、盛土高さは盛り立てとともに変化するので、次に示す式 (5.6) により正規化位置 S を定義した。

$$S = \frac{X}{(L + 0.8 \cdot H)} \quad \text{式 (5.6)}$$

ここで、 S :正規化位置

X :斜面先を原点とした盛土内の水平距離

L :斜面の水平長さ

H :斜面高さ

図5-13は正規化位置 S に対する、一次元状態の鉛直土圧 σ_{v0} と計測土圧 σ_{vm} の比 σ_{vm}/σ_{v0} の関係を、土圧計を設置した1、4工区について示したものである。この図によると土圧の増加は、 $S=1$ で一次元状態の鉛直土圧になる傾向がみられ、ほぼ大根らの仮定に沿っている。しかし、4工区の傾向は1工区に比べ土圧の低下がやや大きい。これは粘性土盛土中に4工区の斜面がはらみ出したために、载荷盛土を計画よりやや斜面肩から離れて実施したためであると考えられる。

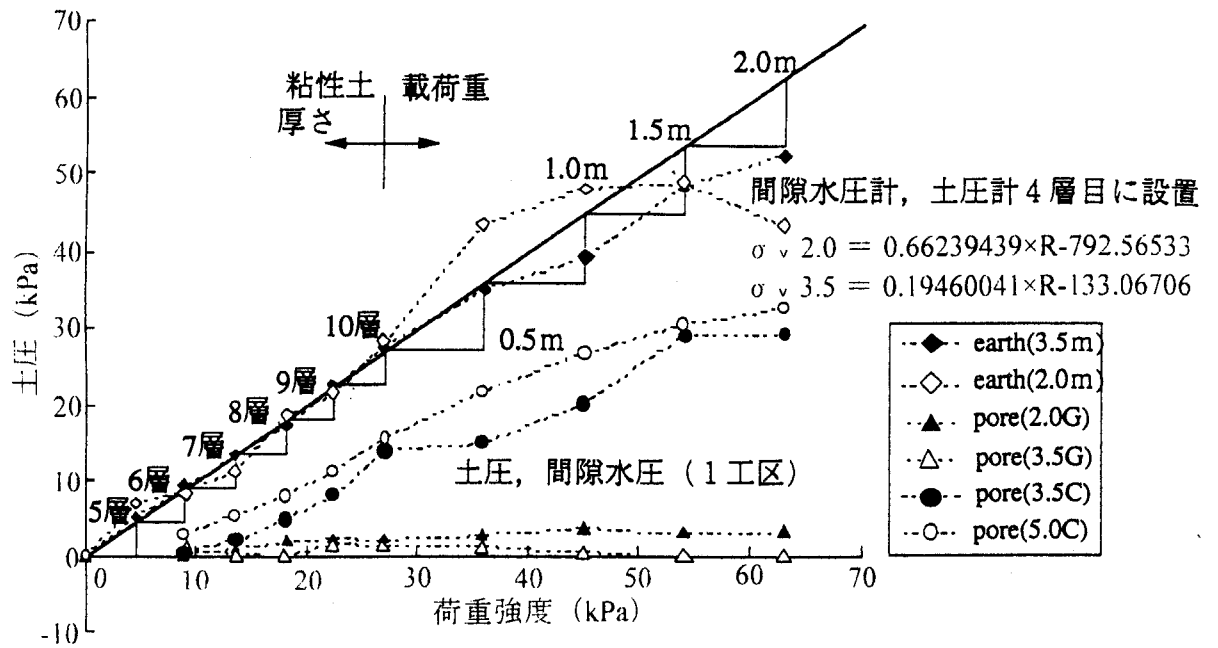


図5-12 土圧と間隙水圧

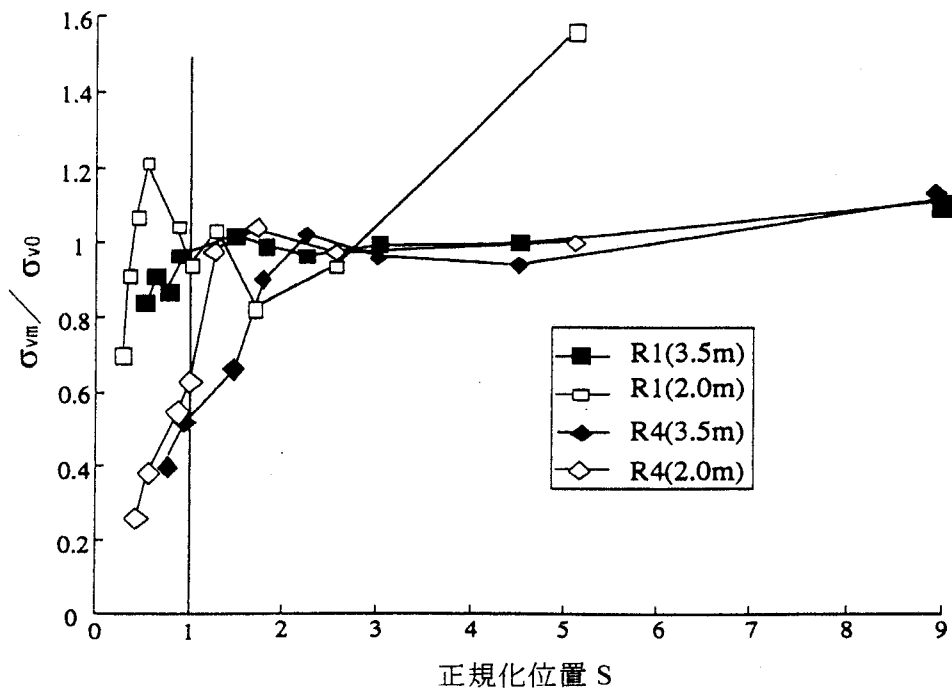
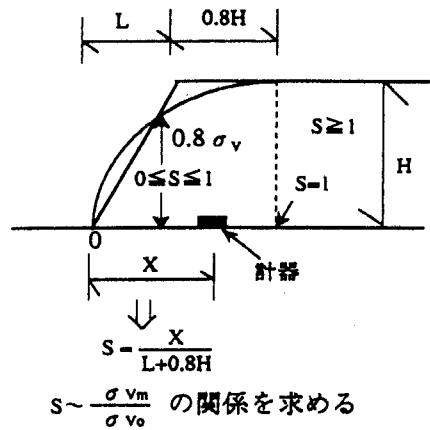


図5-13 正規化位置 S と $\sigma_{vm} / \sigma_{v0}$ の関係



ここに σ_{vo} : 1次元状態を想定した土かぶり圧

σ_{vm} : 土かぶり圧による計測土圧

図5-14 斜面内土圧分布

図5-15はGHDに接触させた間隙水圧計と粘性土の中に埋めた間隙水圧計の全工区の計測結果を整理したものである。GHDに接した間隙水圧は最大2kPa程度発生しているが、盛土荷重が29.4kPa以上になれば盛土荷重によらず、ほぼ一定値を保持している。これに対し、図5-15に示すように盛土枠とGHD敷設ゾーンの間にある粘性土の間隙水圧は土圧の約70～80%が発生し、殆ど消散していない。しかしGHDの層間粘性土中の間隙水圧は土圧の約50～60%であり、この間隙水圧発生量の差がGHDによる改良効果と考えられる。

図5-16は1、4工区の排水量の経時変化である。排水開始時期は1、4工区で差がみられ、4工区では2層目の盛土中に排水が始まり、約4日遅れて1工区の排水が始まっている。しかし、ピーク排水量は両工区で類似しており材料による違いは見られない。なお、両工区で同時期（9、12日後）に発生している類似した排水量は降雨の影響である。図5-17は、この降雨量を除いて総排水量を求めたものであり、総排水量も類似した量の1.6m³程度が得られた。排水量は盛土完了までに1工区で総排水量の約34%、4工区で約47%が排水され、およそ10日後の載荷開始時期までに、ほとんど排水が完了している。

図5-18は代表的な粘性土の $e \sim \log p$ 曲線で、盛土時の平均含水比から求めた初期間隙比と、土圧計で測定された最下層における盛土荷重約49kPaに対応する間隙比を示す。この図より、間隙比の変化量は $\Delta e = 0.372$ が予想されるので、最終的な深度方向平均値として約0.186が求められる。深度方向の平均的な含水比変化は約7%で、飽和度を1とすれば $\Delta e = 0.19$ になり圧密度は100%程

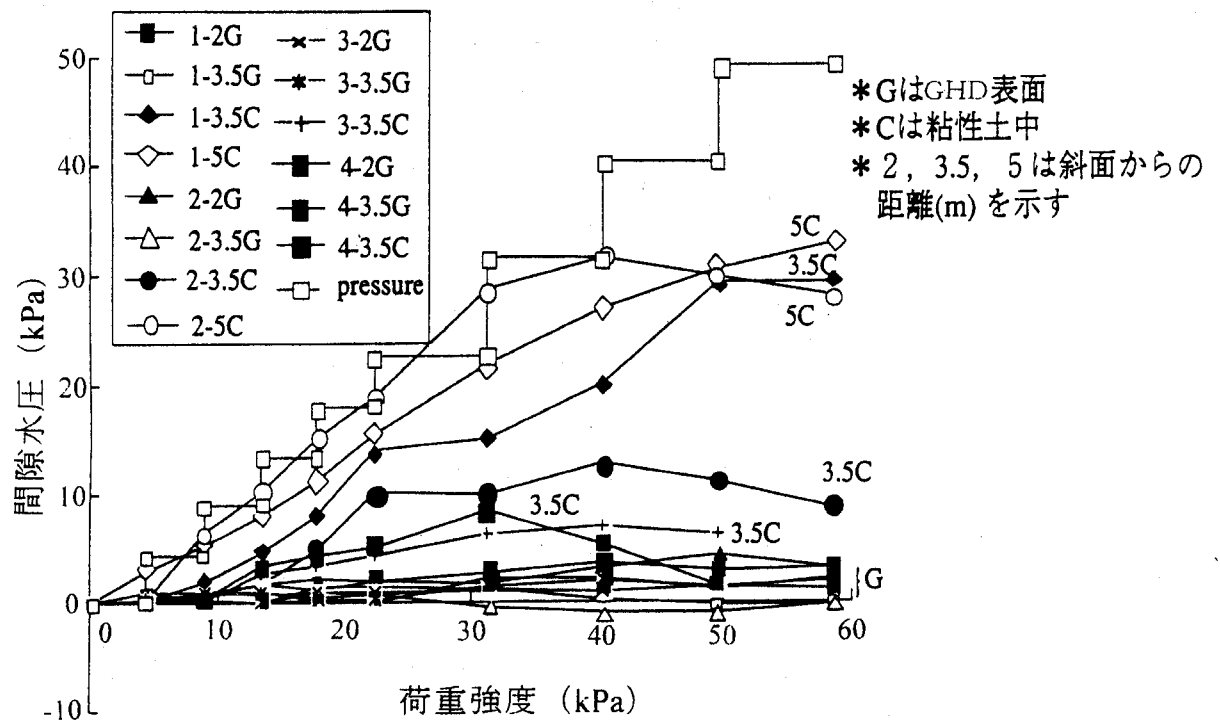


図5-15 間隙水圧（1～4工区）

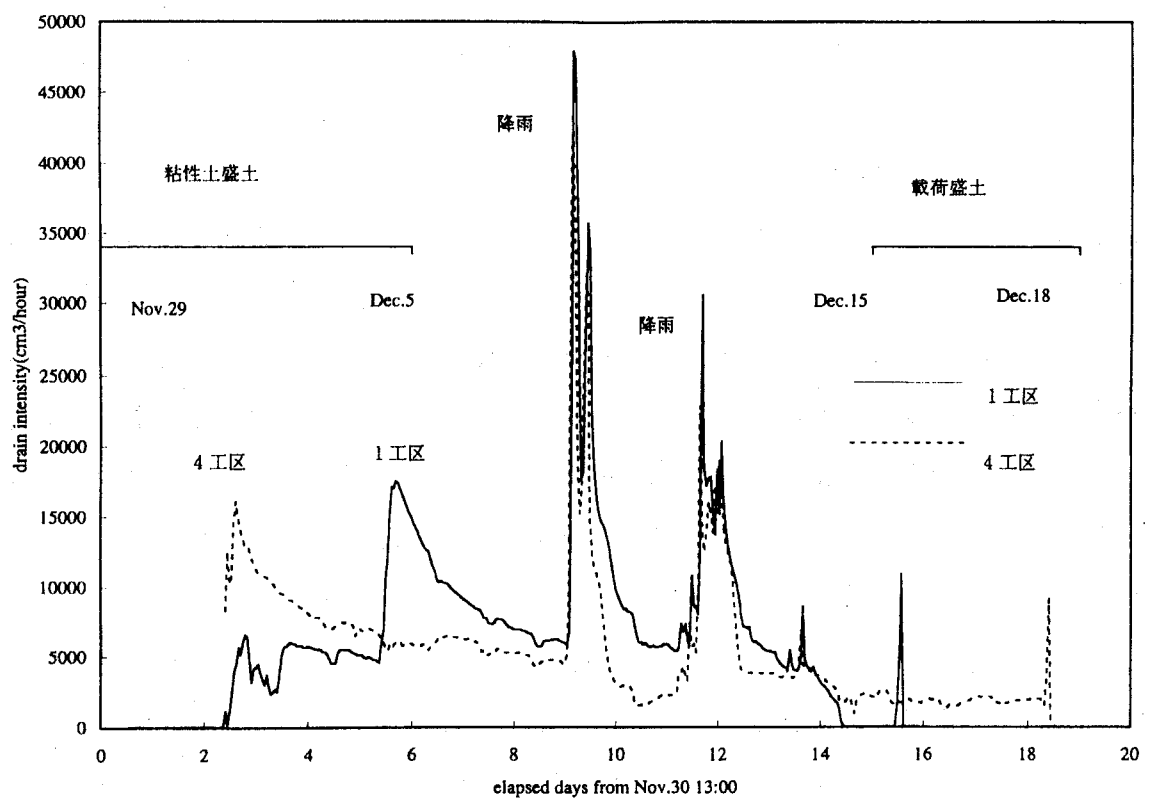


図5-16 排水量の経時変化（1，4工区）

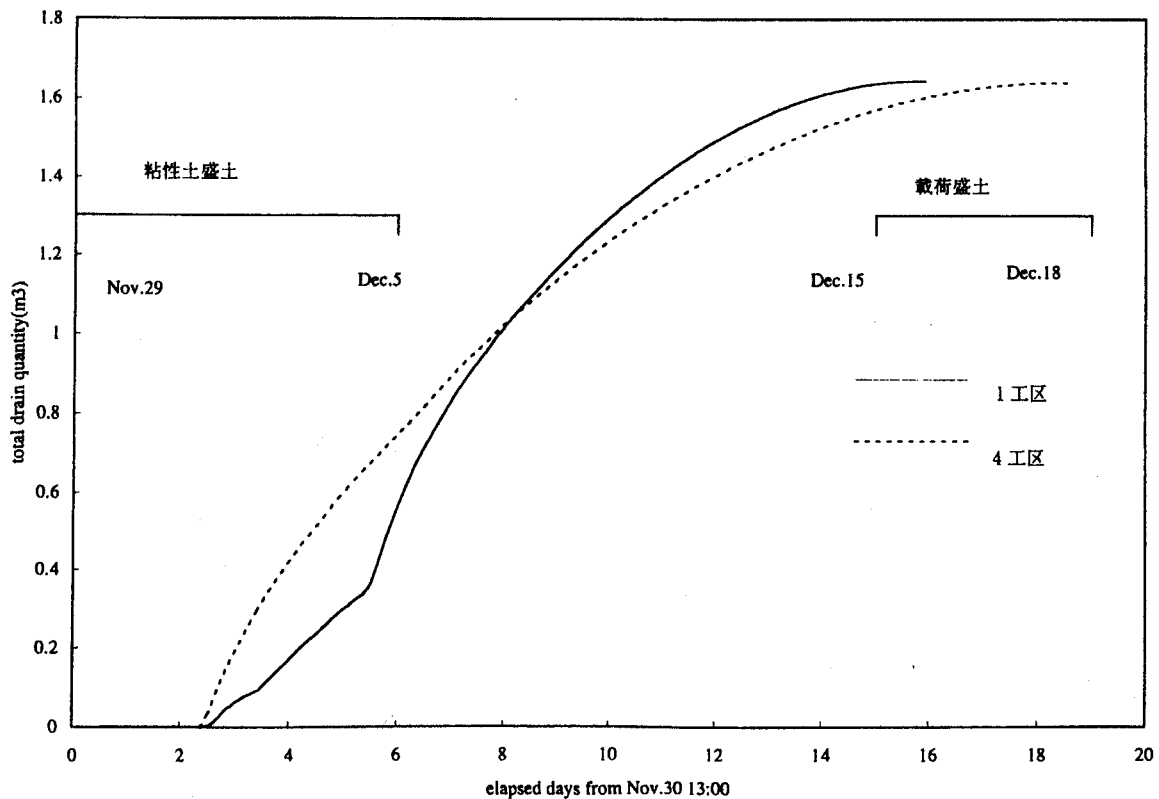


図5-17 総排水量（1，4工区）

度に達していると推察される。圧密係数 $c_v=40\text{cm}^2/\text{day}$ 、排水距離30cm、経過時間15日間、両面排水条件に対しHansenの提案式¹⁷⁾を適用すると、圧密度は85%になり、盛土は両面排水に近い条件で排水されていると考えられる。

図5-19、図5-20には斜面水平変位と、GHDのすべり面付近の相対変位の経時変化を示す。斜面変位は1m以上になっているが、GHDの伸びは1~2cm程度である。これらの結果は、すべり面がGHDの敷設ゾーンより外の粘性土で生じていることを示しており、設計で意図した現象が生じたものと考えられる。

（3）設計の考え方と実験結果との対比

高含水比粘性土盛土の崩壊実験における設計の基本的な項目を表5-8にまとめた。盛り立て時の設計安全率は1.0を目標としたが、1工区が1.095、2~4工区では1.009であった。崩壊実験結果（表5-6）においても、安全率1.1を概ね確保できている1工区では変状なく盛り立てができたのに対し、安全率が1.0程度の2~4工区では、変状なく盛り立てができた工区（2工区）、変状は生じた

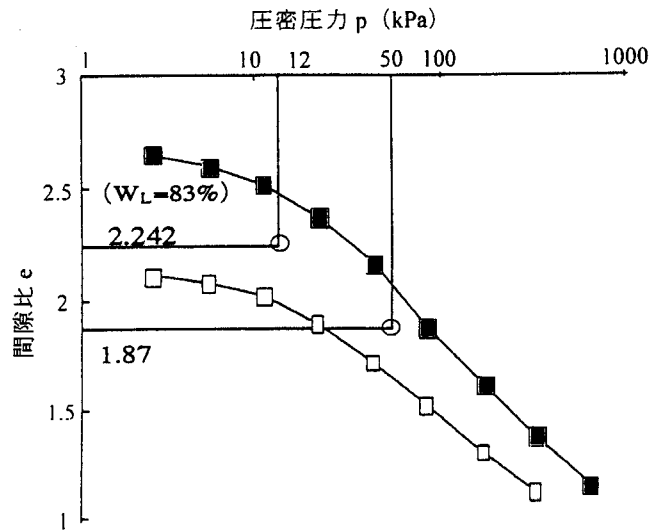


図5-18 粘性土の代表的な $e \sim \log p$ 曲線

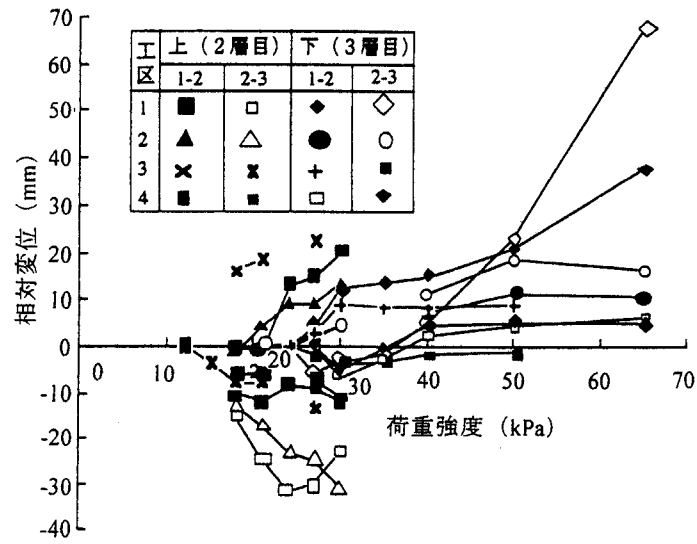


図5-19 GHDの伸び

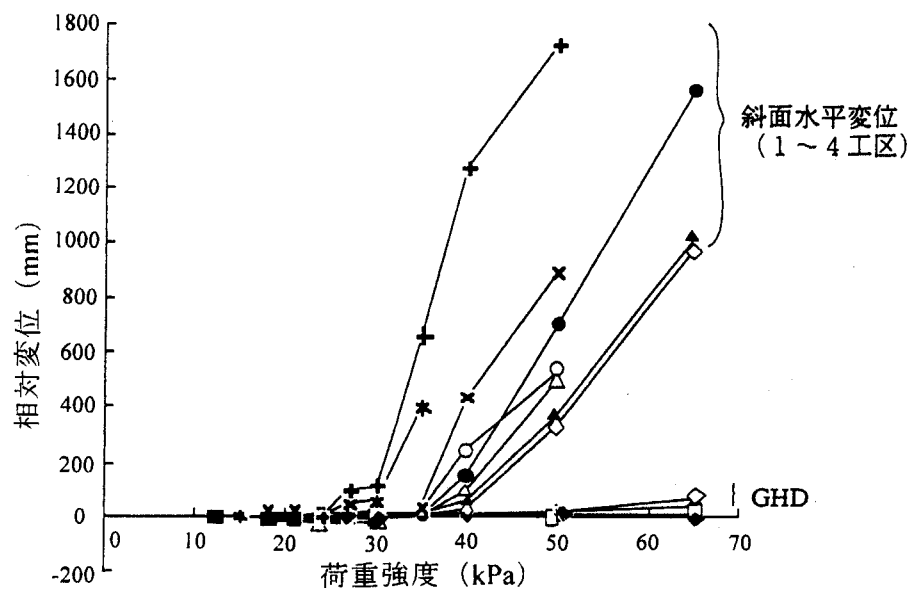


図5-20 斜面変位とGHDの伸び

表5-8 設計手法の基本的項目

項 目	内 容
安定計算	円弧すべり法
土の粘着力（未圧密時）	既存の三軸圧縮試験，一軸圧縮試験データより設定
圧密による強度増加	GHD配置レベルを排水層とみなし，圧密理論により算出
GHDの引抜き抵抗力	土のせん断強度より次式を用いて算出 $2 \cdot (0.5 \cdot c_i + 1.0 \cdot \sigma_v \cdot \tan \phi_i) \cdot L_{ei}$
GHDの材料強度	室内材料試験による破断強度
盛り立て時の安全率	1.0以上。計算結果は下記のとおり 1工区：1.095， 2～4工区：1.009
崩壊のための載荷盛土高	3 m以下とする

が盛り立てのできた工区（3工区）、予定の高さまで盛り立てができなかった工区（4工区）と3つのタイプが発生した。この状況からも安全率が1.0程度であったことが推定できる。

圧密による強度増加に関しては図5-21に、盛り立て時と崩壊実験後に現地で測定した静的コーン貫入試験から $q_u = q_c/5$ で換算した粘着力（以下、換算粘着力）、および設計に用いた粘着力（以下、設計粘着力）を示す。先に示したように盛り立て時の換算粘着力は、ばらつきはあるものの未圧密時の設計粘着力4.2kPaとほぼ一致している。崩壊実験後の換算粘着力は、ばらつきも大きく設計粘着力と大きな相違が見られるが、GHDによる圧密促進効果によって粘性土の強度増加の傾向がよく表れている。換算粘着力のばらつきと設計粘着力との相違は、崩壊実験後の静的コーン貫入試験を崩壊実験終了後、載荷盛土を1週間放置した後に実施したために、その間の圧密効果が影響しているものと考えられる。

実験では、4工区のみ予定の3mまで盛り立てることができず、2.4mで大きな変位が生じた。すなわち、この時点で安全率が1.0を下回ったものと推定される。これについて検討した結果、盛り立て時の静的コーン貫入試験からの換算粘着力が当該工区の3、4層目で極端に小さくなっていることが判明した。そこで、盛り立て高さ2.4mの時点で安全率が1.0を下回る粘着力（3、4層目）を

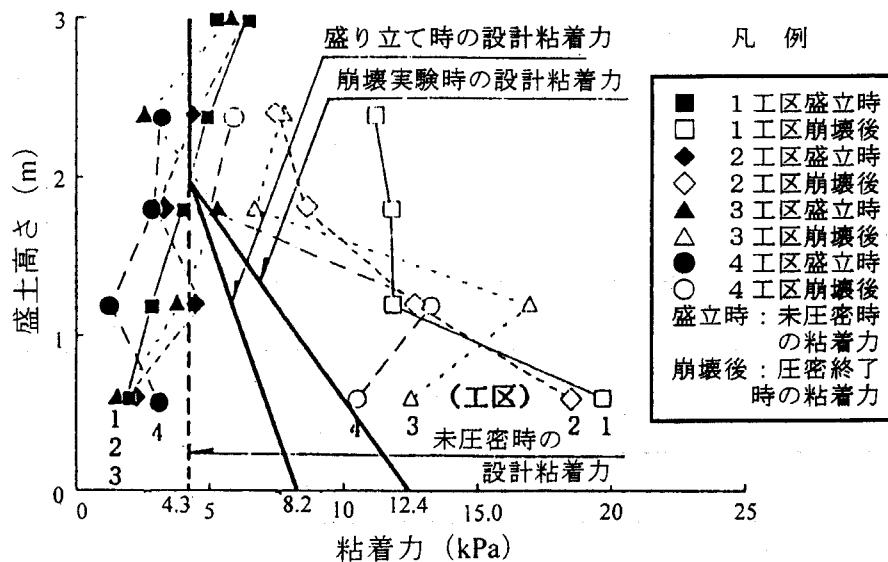


図5-21 GHDによる強度増加

表5-9 安定計算結果一覧表

工区	クラック発生時				崩壊時			
	盛土高 (m)	GHDに発生する引張り力 T (kN/m)		安全率	盛土高 (m)	GHDに発生する引張り力 T (kN/m)		安全率
		2層目	10層目			2層目	10層目	
1	1.5	1.2 *	29.4	0.992	2.2	1.2 *	56.9	0.995
2	1.5	4.3(8.6) *	32.3(64.7)	0.993	2.0	4.3(8.6) *	50.0(100.0)	0.999
3	1.0	4.3(8.6) *	14.7(29.4)	0.996	1.7	4.3(8.6) *	39.2(78.4)	0.995
4	2.1	0.4(0.8) *	36.9(73.9) *	0.936	2.8	3.7(7.4) *	51.2(102.4)	0.839

注) *引抜き強度より決まっている。() 内は敷設率50%時の引張り力

逆算によって求めた。計算の結果、当該層の末圧密時の粘着力は1.6kPaとなり、静的コーン貫入試験結果に基づく換算粘着力1.3kPaとほぼ等しい値となった。したがって、3mまで盛り立てができなかった原因は、3、4層目の粘着力が小さかったことによると推定される。

また、各工区について、クラックの発生した载荷盛土時および崩壊に至った载荷盛土時に、安全率が1.0となるGHDに発生する引張り力を逆算法によって求めた。計算結果は表5-9のとおりである。計算上、2層目の引張り力は引抜き力で決まり、10層目の引張り力は主としてGHDの設計引張り強度で決ま

表5-10 逆算引張り力と材料強度との比

工区	材料試験強度 (kN/m)	クラック発生時		崩壊時	
		逆算値 (kN/m)	比率	逆算値 (kN/m)	比率
1	41	29.4	0.71	56.9	1.38
2	72	64.7	0.90	100.0	1.38
3	80	29.4	0.37	78.5	0.98
4	83	73.9 *	0.89 *	102.4 *	1.22 *

注) *引抜き強度より決まっている。

る。引抜き力の差は想定すべり円弧の位置によって変化しているものである。補強効果は、盛土10層目の最上段のGHDが負担しているので、これに注目して論じる。逆算によって算出された引張り力と、材料強度との比を表5-10に示す。表より次の諸点が読み取れる。

- ①逆算法による引張り力の算出値は、3工区を除きクラック発生時に材料強度の70～90%になっている。
- ②3工区では、GHDの材料強度よりもかなり小さいところでクラックが発生した。
- ③4工区では引抜き強度を上回る載荷ができた。
- ④崩壊時の逆算値は、大半が材料強度を上回っている。

④の主たる原因は、載荷速度が急速であったことによると考えられる。したがって、設計にはクラック発生時のものを使用しなければならない。

GHDの敷設方法に関しては、2工区～4工区で使用したGHDの強度は、1工区のものの概ね2倍となっている。一方、敷設率は1工区が100%であるのに対し、2～4工区では50%であって、現地での単位敷設幅当たりの強度はほぼ同等である。このことから、補強強度は材料強度と敷設率との積によって決定できることがわかった。

5. 3 まとめ

GHDの最大の特徴は補強機能と水平排水機能を併せ持っていることである。その特徴を活かして、含水比の高い低品質な土に適用し両機能を積極的に利用することができれば、それらの土を盛土材料として再利用する場合にきわめて有効である。

本章では、高含水比粘性土盛土へのGHDの適用性を評価し、その効果を設計へ導入することを目的として、高含水比粘性土を用いた盛土の崩壊実験をフルスケールで行った。その結果、以下のことが判明した。

- (1) 無補強では盛り立て不可能な高含水比粘性土が、GHDを敷設することによって盛り立てが可能となり、このことからGHDが高含水比粘性土盛土の補強に有効であることを確認した。
- (2) GHDの補強機能および排水機能をともに取り入れた設計手法を構築することができた。実験における盛り立てならびに崩壊時の挙動は、設計で予想したとおりの挙動を示し、設計手法の妥当性を確認した。
- (3) GHDの排水効果によって、盛り立て中に発生する過剰間隙水圧が急速に消散することが実験における計測により明らかとなった。また、それに基づくGHDの圧密促進効果によって高含水比粘性土の強度増加を図ることができ、その効果は圧密理論によって推定できる。
- (4) GHDの極限時の補強機能を検証した結果、逆算法による引張り力の算出値は、概ねクラック発生時に材料強度の70～90%に達しており、したがって、設計にはクラック発生時のものを使用しなければならない。
- (5) GHDの敷設方法に関し、補強強度は材料強度と敷設率の積によって決定される。

参考文献

- 1) 龍岡文夫：補強土工法のメカニズムと設計計算法-特に法面工の役割について-, 平成元年度最近の土質・基礎に関する諸問題講習会講演資料, 土質工学会, 25-67(1989)
- 2) ジオテキスタイル編集委員会編：土質基礎工学ライブラリー40 ジオテキスタイル, 土質工学会, 138(1994)
- 3) 建設省大臣官房技術調査室監修：建設発生土利用技術マニュアル(第2版), 土木研究センター, 6(1997)
- 4) 宮田喜壽：新しい土木・建築工法に寄与するジオシンセティックスとしてのWEB, WEB Journal, No.28, 26-31(2000)
- 5) 龍岡文夫, 佐藤剛司, 岩崎高明, 山田真一, 内藤新吉：不織布で補強した関東ロームの試験盛土の挙動, 土と基礎, Vol.31, No.9, 21-28(1983)
- 6) 龍岡文夫, 安藤裕元, 岩崎高明, 中村和之：不織布による粘性土盛土の補強, 土と基礎, Vol.33, No.5, 15-20(1985)
- 7) Tatsuoka, F., and Yamauchi, H.: A reinforcing method for steep clay slopes with a non-woven fabric, Geotextiles and Geomembranes, Vol.4, No.3/4, 241-268(1986)
- 8) Tatsuoka, F., Tateyama, M., Uchimura, T., and Koseki, J.: Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls as Important Permanent Structures, Geosynthetic International, Vol.4, No.2, 81-136(1997)
- 9) 三木博史, 工藤浩一郎, 田村幸彦, 池上正宏, 末石辰広, 福田直三：ポリマーグリッドを用いた盛土補強工法の開発(その1)-人工降雨による盛土崩壊実験-, 第1回ジオテキスタイルシンポジウム発表論文集, 77-82(1986)
- 10) 三木博史, 工藤浩一郎, 永野豊, 山田知正, 加藤鉄一, 高砂武彦, 高橋修三, 志藤日出夫：スパンボンド不織布を用いた盛土補強工法の開発(その1)-砂質土を用いた盛土の崩壊実験-, 第1回ジオテキスタイルシンポジウム発表論文集, 89-94(1986)
- 11) 三木博史, 工藤浩一郎, 林義之, 松橋秀広, 永野豊, 山田知正, 加藤鉄一, 高砂武彦, 高橋修三, 志藤日出夫：スパンボンド不織布を用いた盛土補強工法の開発-スパンボンド不織布の目付差による補強効果の相違-, 第1回ジ

- オテキスタイルシンポジウム発表論文集，114-120(1986)
- 12) 久楽勝行，三木博史，中村和之，南哲久，岩崎高明，西村淳，福田直三，
滝昌和：ポリマーグリッドを用いた実物大補強盛土の崩壊実験，第4回ジオ
テキスタイルシンポジウム発表論文集，90-95(1989)
- 13) 日本材料学会土質安定材料委員会編：地盤改良工法便覧，日刊工業新聞社，
282-287(1991)
- 14) ジオテキスタイル補強土工法普及委員会編：ジオテキスタイルを用いた補
強土の設計・施工マニュアル，(財)土木研究センター，(1997)
- 15) 土質調査法改訂編集委員会編：地盤調査法，地盤工学会，225(1995)
- 16) 山口柏樹，大根義男：フィルダムの設計および施工，技報堂出版，296
(1973)
- 17) 山口柏樹：土質力学（全改訂），技報堂出版，137-139(1984)

第6章 粘性土急勾配高盛土への適用

6. 1 概説

これまでに論じた実施工評価の結果を踏まえて、GHDの段階的な材料改良を行った結果、二、三の材料の力学物性は代表的なジオシンセティック補強材であるジオグリッドの高強度品と同等レベルに達している。

近年、ジオグリッドの需要が増大している最大の理由は、優れた力学物性によって急勾配盛土や高盛土の築造が可能になる点である。その結果、遊休地の少ない都心部など、狭い面積の土地を有効利用できる。室内試験ならびに実施工の評価結果から判断すると、高強度タイプのGHDに関しては、急勾配盛土や高盛土に適用可能であると考えられる。加えて、GHDは排水機能を併せ持った材料であり、軟弱粘性土の盛土材料に対する効果に関しては、これまでに論じてきた。したがって、ジオグリッドが砂質土を対象としているのに対して、GHDの利用は軟弱粘性土の急勾配盛土や高盛土への適用を可能にしないと考えられる。

元来、軟弱粘性土は盛土材料として用いられることのなかった材料である。近年、その積極的利用が求められるなか、軟弱粘性土を急勾配盛土や高盛土に適用でき、さらに仮設に止まらず、永久構造物として利用可能な盛土が築造できれば、より利用範囲を広げることができる。

本章では、GHDの粘性土急勾配高盛土への適用性を検討するために、GHDを用いた粘性土の急勾配高盛土の現場実験を実大規模で行った。この盛土実験は、GHDを用いた補強土工法に関する最終段階の実施工評価実験として位置付けて、実施したものである。その設計ならびに盛り立て状況について論じる。設計に関しては、永久構造物として使用する粘性土急勾配高盛土という観点に立って、地震時に対する考え方を示している。また、永久構造物の場合には盛土の変状はもちろん、GHDの長期ひずみ特性の検証が重要である。そこで、現場実験では約2年間にわたり長期現場計測を実施した。それらの観測結果に基づき、盛土の変状、GHDのクリープ特性、ならびに盛土内部の水分状態について論じる。また、長期排水能を確認するために実施した原位置注水実験の結果を示す。

また、急勾配盛土の場合には盛土斜面の保護が必要である。最も簡便な表面保護材としては土のうがあるが、盛土実験ではそれに代わるジオシンセテ

ミックの表面保護材を開発して用いた。この材料は、従来の土のうを用いた斜面保護における施工上の問題点を解決しようとするものである。加えて、本論が主題とする粘性土盛土の場合、斜面表面の緑化が困難である。開発した表面保護材は、急勾配粘性土盛土築造後の斜面表面緑化対策を考慮して適用したものである。材料の特徴と施工性を述べ、急勾配粘性土高盛土斜面の緑化状況を示す。

6. 2 粘性土急勾配高盛土現場実験

6. 2. 1 現場実験の概要

粘性土の急勾配高盛土実験は、1996年2月に大阪府和泉市において実施した。盛土の断面図を図6-1に示す。盛土高さ10m、斜面勾配1:0.6、盛土高さ5mの所に1m幅の小段を設けたものである（平均斜面勾配は1:0.7）。幅20m、奥行き20mの実大規模で幅方向にA工区とB工区に分け、異なる2種類のGHDを適用し、帯状千鳥配置で敷設した。表面保護材についても異なる2種類の材料を用いた。

盛土材料は大阪府域の丘陵部開発でよく遭遇する更新統粘性土で、大阪府立産業技術総合研究所の新研究所建設に伴う建設発生土を用いた。

設計は常時、ならびに地震時挙動を考慮に入れた条件で行った。また、各種計測機器を設置して、観測施工ならびに施工完了後の変状やGHDのひずみ、盛土内部の含水状態等を2年間にわたり観測した。施工3年後にはGHDの排水性を確認するために、原位置注水実験を行った。

6. 2. 2 粘性土ならびにGHDと表面保護材の特性

盛土材料として用いた粘性土の土質特性を表6-1に示す。98%以上が細粒分で自然含水比は44.2%、液性限界57.37%である。粘性土は原地盤では高い先行圧密荷重を受けており過圧密状態である。また、原地盤では飽和度99.5%とほぼ飽和状態であるが、乱した土に関しては飽和度87.3%程度であり、不飽和の影響によって盛土時の過剰間隙水圧は負圧が生じることが予想される。締固め試験の結果では、最適含水比は26~28%であり、盛土は湿潤側の施工になるのでオーバーコンパクション等による乱れが懸念された。なお、この土は粘土中に含まれる硫化鉄の酸化によって、土のpHはきわめて強い酸性（pH3~4）を呈する。

強度に関しては、三軸圧縮試験結果より設計強度 $c_u=30\text{kPa}$ 、 $\phi=0^\circ$ を仮定した。盛土中は、この設計強度を満足させるために、含水比を50%以下に管理することを目標とした。施工中の強度管理は、静的コーン貫入試験であるミニコーンペネトロメーターおよびインパクトソイルハンマーを用いた。

GHDはプラスチックコアタイプ（A工区）と補強不織布タイプ（B工区）を用いた。それらの材料特性を表6-2に示す。2材料は急勾配高盛土に適用可能な優れた力学物性を有している。すなわち、プラスチックコアタイプは、プラ

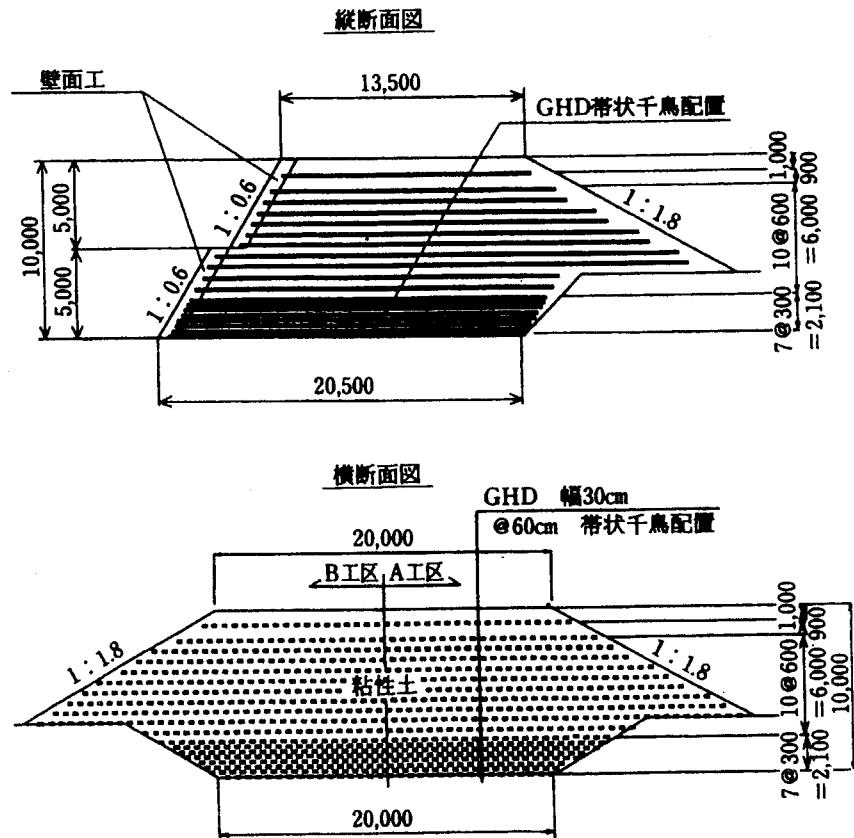


図6-1 盛土の断面図

表6-1 盛土材料の土質特性

項 目	土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	含水比 w (%)	間隙比 e	粒 度				液性限界 (%)	塑性限界 (%)	塑性指数 (%)
				礫(%)	砂(%)	シルト(%)	粘土(%)			
平均値	2.686	44.2	1.193	0	1.6	35.1	63.3	57.37	22.09	35.28
項 目	分 類	一軸圧縮強さ (kPa)	三 軸 圧 縮 試 験				圧 密			
			試験 条件	全応力 (kPa)	ϕ (度)	有効応力 (kPa)	ϕ (度)	圧縮指数 C_c	降 伏 応 力 p_c (kPa)	
			UU	52.9	3.2			0.589	426.3	
平均値	粘 土 (CH)	不 攪 乱 88.2	CU	12.7	13.4	17.6	23.7			

表6-2 GHDの特性

項 目	GHD	A工区 プラスチックコア	B工区 補強不織布
厚 さ (mm)		3.6	8.7
単位面積質量 (g/m ²)		1636	1581
引抜き強度 (kN) <147kPa下> 5%ひずみ時 最大引抜き強度		6.1 6.5	8.3 12.2
引張り強さ (kN/m) 5%ひずみ時 破断時		43.5 82.8	43.8 72.9
破断ひずみ (%)		32.1	11.4
面内方向通水性能 (cm ² /s) <98kPa下> <196kPa下>		5.6 5.6	0.2 0.07

スチックコアとこれを被覆するサーマルボンドの強伸度特性の改良によって高強度でクリープ特性が改善されている。また、補強不織布は高強度で不織布としては伸び率が小さい。その結果、材料の5%ひずみ時の引張り強度は、どちらも40kN/m以上である。2材料の引張り特性、土との摩擦特性、クリープ特性の詳細に関しては2. 4. 2で論じている。

また、この急勾配高盛土実験では盛土斜面の保護のために、新たに開発した2種類の表面保護材を用いた。従来、表面保護材としては土のうが多く用いられていたが、土のうの場合、製作から設置までほとんどが人力施工であり、施工性が良くなかった。そこで、盛土実験に際し、新たに施工性に優れる2種類の表面保護材を開発して適用した。それらは、異形EPS粒袋詰め体（Aタイプ）とプラスチック製立体格子柵（Bタイプ）である。Aタイプは、バラ状のS字型発泡ポリスチレン粒を不織布製の袋に詰めたもので、外観的には大型土のう様である。寸法は奥行き0.5m、高さ0.3m、長さは3.0m、1.5m、1.0mの3種類を作成した。非常に軽量であり、人力で容易に運搬できる。これをA工区に適用した。

Bタイプは、プラスチック製板材の組み合わせで形成される長さ1.2m、奥行き1.0m、高さ0.3mの立体格子柵で、一つの格子柵の大きさは0.3m×0.3mである。

盛土斜面に現れるプラスチック製板材には、耐候性に優れる人工芝がリベット止めされている。施工に際しては、立体格子枠を斜面前面に配列した後、バックフォーで良質土を間詰めする。立体格子枠自身は軽量であるから、運搬もきわめて容易であり、重機による土の間詰めも簡便に行える。このタイプはB工区に用いた。

なお、盛土材料が強い酸性を呈するために、通常の方法では植生はきわめて困難である。表面保護材Bタイプは、これを解決することを意図している。すなわち、立体格子枠は格子枠内に良質土を間詰めして順次、階段状に設置される（後述の図6-2）。盛り立て完了後、斜面表面に露呈する良質土に種子を吹き付け、斜面表面を緑化するものである。

6. 2. 3 設計の考え方ならびに現場計測の概要

設計は「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル」¹⁾に準じ、円弧すべりを仮定した極限つり合い法により、式（6.1）を用いて地震時の安定性も考慮して行った。

$$F_s = \frac{R \cdot \sum \{c \cdot l + (W \cdot \cos \alpha - k_h \cdot W \cdot \sin \alpha) \tan \phi\} + R \sum T (\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \phi)}{\sum (R \cdot W \cdot \sin \alpha + k_h \cdot W \cdot y)} \quad \text{式 (6.1)}$$

ここで、 F_s :安全率

R :すべり円弧の半径

c :土の粘着力

l :分割片のすべり線の長さ

W :分割片の重量

k_h :水平震度（ $k_h=0.2$ とした）

α :分割片のすべり面が水平となす角度

ϕ :土の内部摩擦角

T :GHDによる張力

y :円弧中心から分割片重心までの距離

設計安全率は常時1.3、地震時1.0とした。設計強度は、常時の場合には材料の破断強度をクリープに対する安全率2.5で除した値を用いた。地震時は引張

り試験における5%ひずみ時の強度をそれぞれ用いた。

補強盛土の耐震設計に関しては、対象とする土構造物の重要度、検討に用いる地震動の大きさ、あるいは復旧の難易度やレベルによって耐震目標が異なる。兵庫県南部地震を契機に様々な取り組みがなされつつあるが、耐震設計法は未だ確立されていない。耐震設計時に用いる数値の内、補強材の材料定数に関しては基本的に式(6.2)に示す考え方によって定められる。

$$T_{AE} = \lambda \cdot T_A \quad \text{式(6.2)}$$

ここで、 T_{AE} :耐震設計に用いる補強材の設計引張り強さ

T_A :常時設計に用いる補強材の設計引張り強さ

λ :耐震設計用引張り強さの常時設計用引張り強さに対する割り増し係数

ジオシンセティックを用いた補強土工法の設計法として、最も活用されている「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル」²⁾の耐震設計では、暫定的に $\lambda=1.0$ を規定している。また、「ジオグリッド工法ガイドライン」³⁾では $\lambda=1.4$ と 1.5 の値を紹介している。山内らは、一軸延伸および二軸延伸グリッドの設計強度の評価試験結果から、 $\lambda=1.4$ を提案している⁴⁾。平井らは、耐震設計におけるジオグリッドの設計引張り強さに関し、材料引張り特性の引張り速度依存性、常時荷重によるクリープ発現後の引張り特性について検討し、 $\lambda=1.86$ という値を示している⁵⁾。本論の急勾配高盛土実験では地震時の大きなひずみを考慮して、GHDの5%ひずみ時の強度を設計強度とした。その結果、式(6.2)よりプラスチックコアタイプは $\lambda=1.3$ 、補強不織布タイプでは $\lambda=1.5$ となり山内らの提案に類似しており、上述の文献値のほぼ中間的な値になっている。

設計の基本項目と安定計算結果を表6-3に示す。なお、盛土材料が過圧密状態であるために、圧密による強度増加の効果は盛り込んでいない。

また、表面保護材の設計に関しては、次のような基本的考え方に基づいて設計を行った。

- ・盛り立て時の安定性および形状を確保する。
- ・背面土圧は巻き込み不織布によって受け持つ。

- ・巻き込み不織布は表面保護材の背面で巻き込み、表面保護材に土圧を及ぼさないようにする。

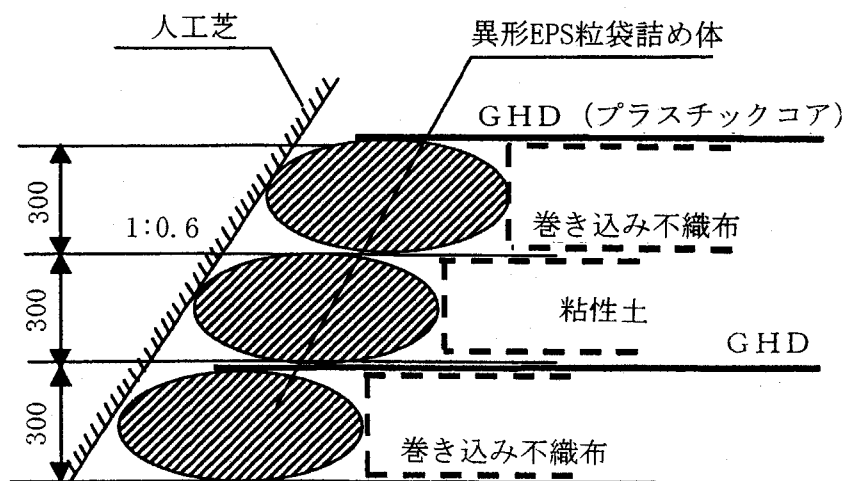
2タイプの表面保護材を用いた壁面工の断面図を図6-2に示す。

表6-3 設計の基本項目と安定計算結果

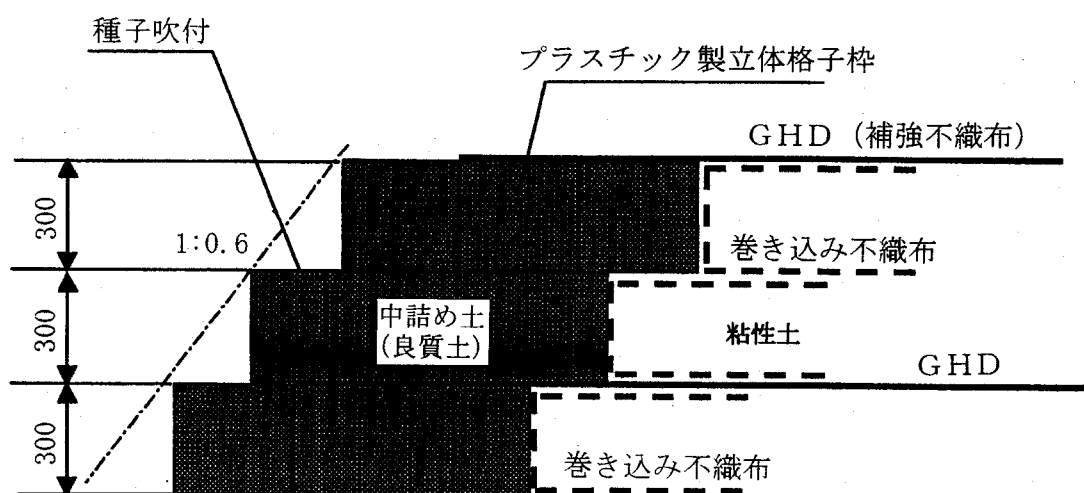
項 目	内 容
安定計算の手法	円弧すべり面法
耐 震 設 計	水平震度 $k_h=0.2$ として行う。
GHDの基本的配置	敷設率50%、帯状千鳥配置
GHD敷設間隔の決定法	常 時：増加係数 K_c を考慮した検討法と全体安定検討法の2種類 地震時：全体安定検討法
土のせん断強度	三軸および一軸圧縮試験結果より設定 $\phi=0^\circ$, $c=29.4$ (kPa)
圧密による強度増加	圧密試験結果をふまえて考慮しない。
各 種 安 全 率	円弧すべり (常 時) : 1.3 " (地震時) : 1.0 引 抜 き (常 時) : 2.0 " (地震時) : 1.2
GHDの設計強度	常 時：クリープ試験結果をふまえて設定 地震時：引張り試験における5%ひずみ時の強度
安定計算結果	(常 時) 無補強時: 0.976 補 強 時: 1.405 (地震時) 無補強時: 0.730 補 強 時: 1.015

現場計測のために盛土に設置した計測計器の配置を図6-3に示す。これらに加えて含水比測定、土質試験、現場強度試験などを行った。その目的は以下のとおりである。

- ・盛土材料の管理…含水比、土質試験
- ・盛土の密度…現場密度試験（砂置換法）
- ・盛土の強度…ミニコーンペネトロメーター
- ・GHDのひずみ…ワイヤー式変位計、挿入式傾斜計、層別沈下計から推定
- ・盛土内部の含水状態…テンシオメーター、間隙水圧計から推定
- ・盛土の斜面表面部変位…トータルステーション測量
- ・盛土荷重分布…土圧計から推定
- ・地下水位…水位観測孔、間隙水圧計



Aタイプ



Bタイプ

図6-2 表面保護材を用いた壁面工の断面模式図

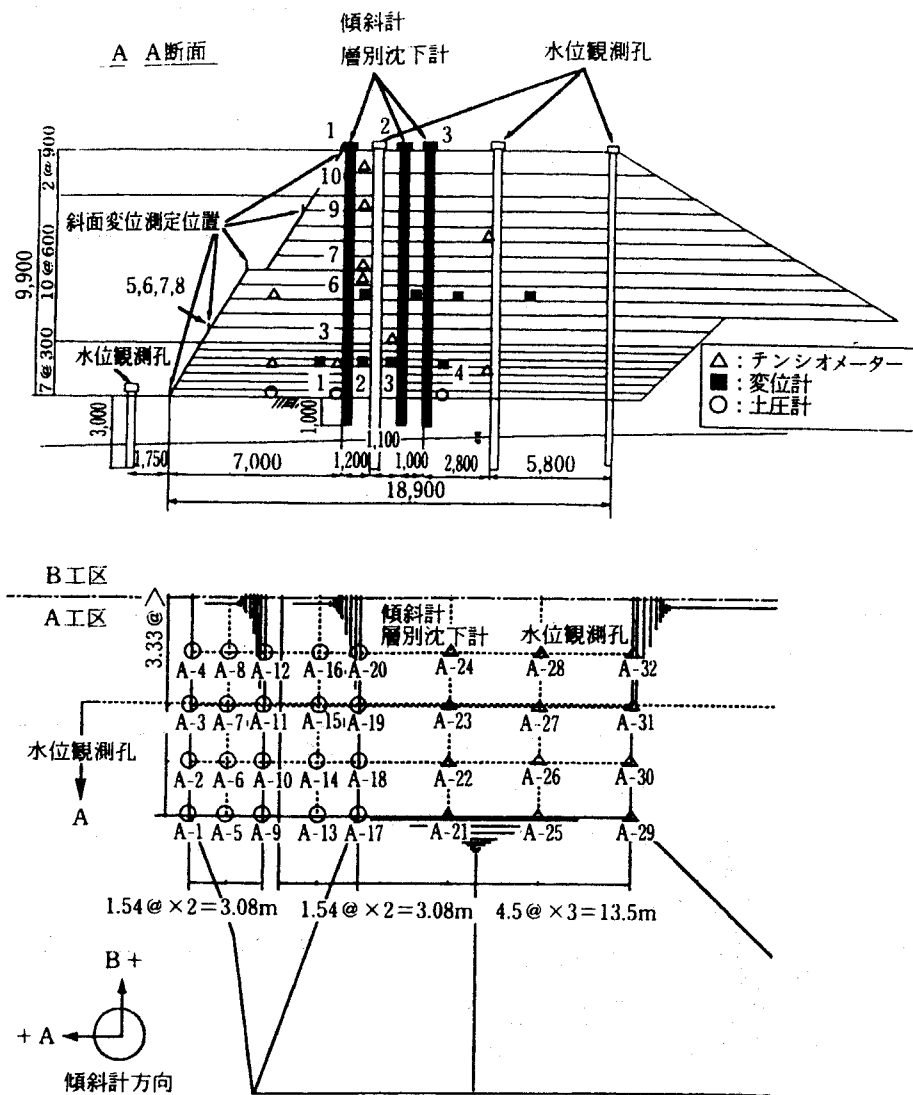


図6-3 計測計器の配置

6. 3 現場実験結果

6. 3. 1 施工状況

盛土の施工は、A、B工区ともに有害な変形が生じることなく、安定した状態で盛り立てが完了した。表面保護材は2タイプともに優れた施工性を示し、その有用性を確認した。各タイプの表面保護材の施工状況を写真6-1と写真6-2に示す。また、粘性土急勾配高盛土の盛り立て完了後の状況を写真6-3および写真6-4に示す。写真6-5は、B工区の施工約5ヶ月後、3年後の斜面表面の緑化状況である。表面保護材Bタイプを用いることによって、強酸性の粘性土盛土斜面を容易に緑化することができた。

盛土材料の管理結果について述べる。粘性土の含水比は、ほぼ管理値である50%以下を満足した。強度に関しては、図6-4にA工区の粘着力の盛土高さ方向の分布を例示する。盛土各層毎に、盛土表面5ヶ所（a～e地点）で行ったミニコーンペネトロメーターによる貫入試験から得られたものである。高さ4～5m付近に管理値である30kPaを下回るゾーンがみられる。これはB工区でも同じであった。この付近の材料は仮置き場の最下部にあたり、含水比から考えて粗粒分の混入が考えられる。そこで、安定計算を行って盛土の安定性を確認した後、その後の強度管理を徹底して盛土を完了した。

6. 3. 2 計測結果

（1）盛土の変状

図6-5にA工区の盛土高さ3m付近の斜面表面部における水平変位の経時変化を例示する。盛り立て完了は1996年3月12日である。盛り立て中に25cm程度のはらみが生じているが盛り立て完了後、斜面表面は盛土内側方向に向かって変位する傾向を示し、その後はほぼ一定値で推移している。挿入式傾斜計で計測された盛土内部の水平変位も、盛り立て中には最大30cmが観測された。この盛土過程の大きなはらみ出しは、盛土荷重による側方変位だけではなく、盛土施工時における重機の荷重や振動等による影響が含まれていると推察される。図6-6は、盛り立て完了直後を基準点にして盛土内部の水平変位を整理したものである。重機の影響がなくなった盛り立て完了後からは、盛土中央部が盛土内側方向に変位し、図6-5に示した斜面表面部と同様に安定化することがわかる。図6-7、図6-8はA、B工区の層別沈下計の測定結果を示す。沈下は盛



写真6-1 表面保護材Aタイプ



写真6-2 表面保護材Bタイプ



写真6-3 盛り立て完了

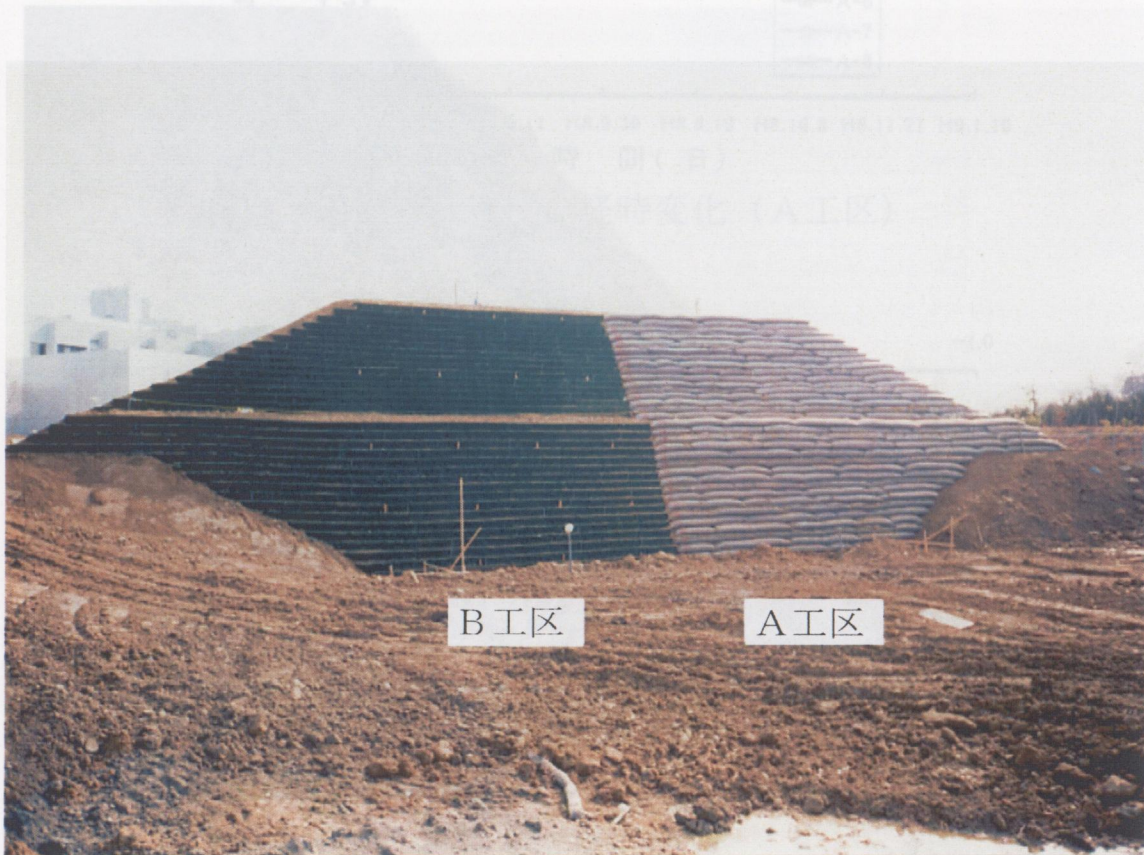


写真6-4 GHD補強粘性土急勾配高盛土

図6-6 盛土完了後の盛土内部の変状 (A工区)



写真6-5 盛土斜面の緑化状況

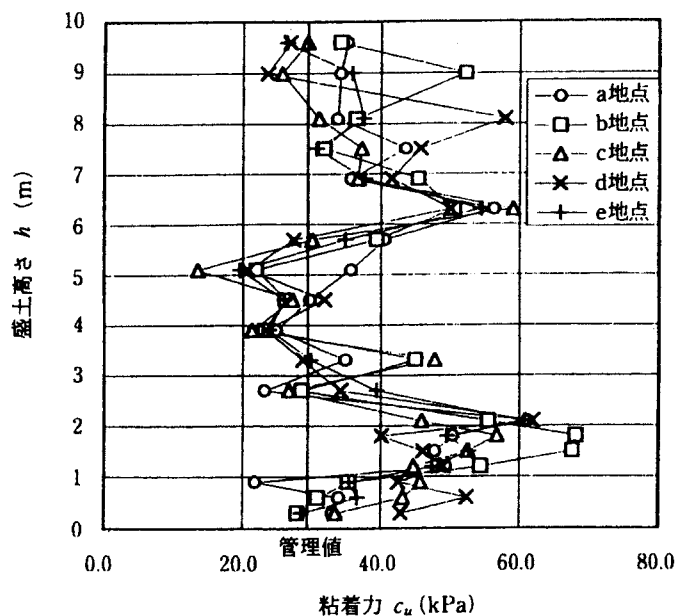


図6-4 粘着力の盛土高さ方向の分布 (A工区)

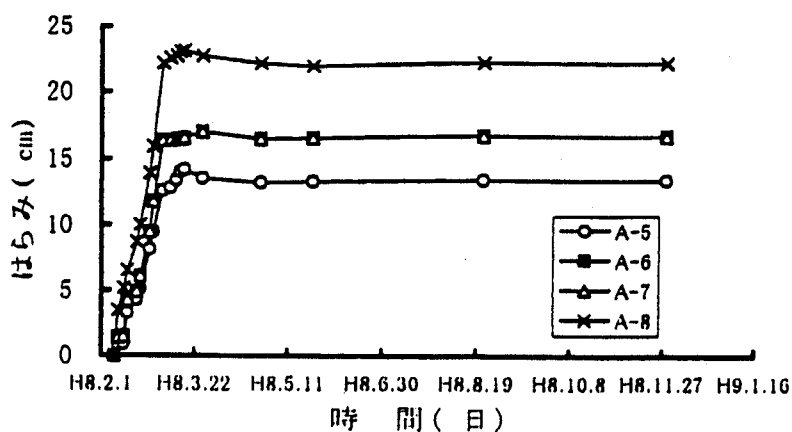


図6-5 斜面表面変位の経時変化 (A工区)

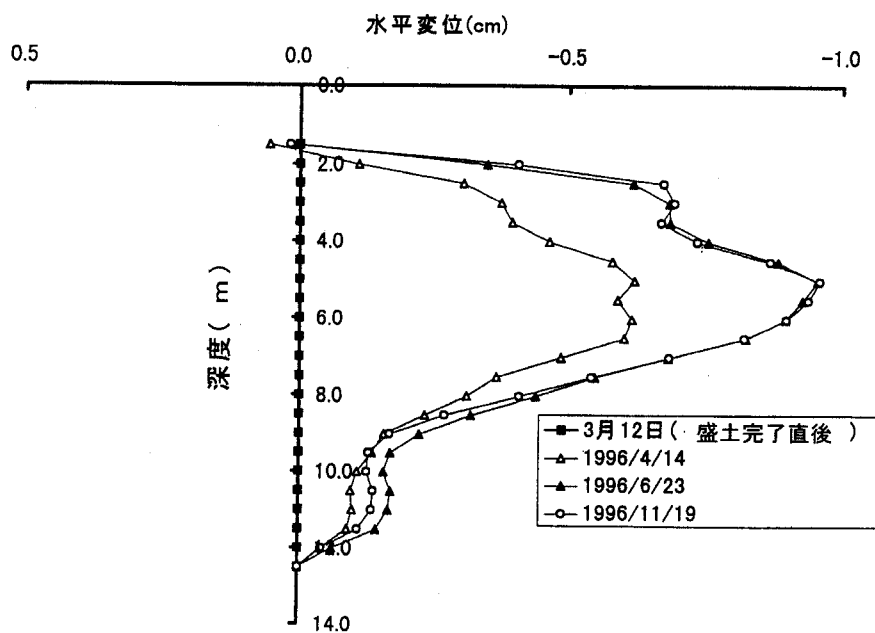


図6-6 盛土完了後の盛土内部の変状 (A工区)

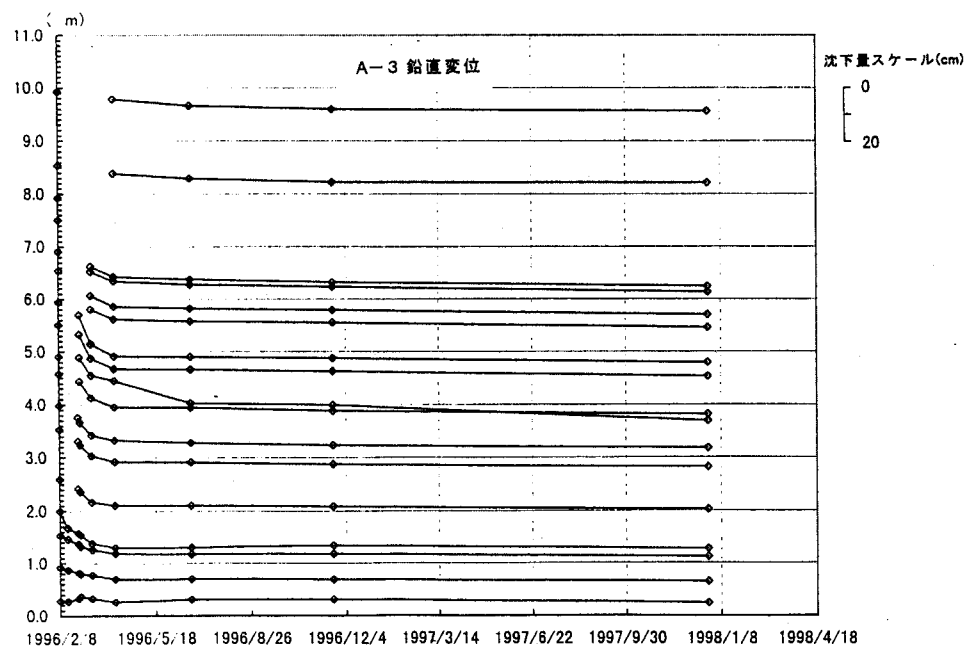
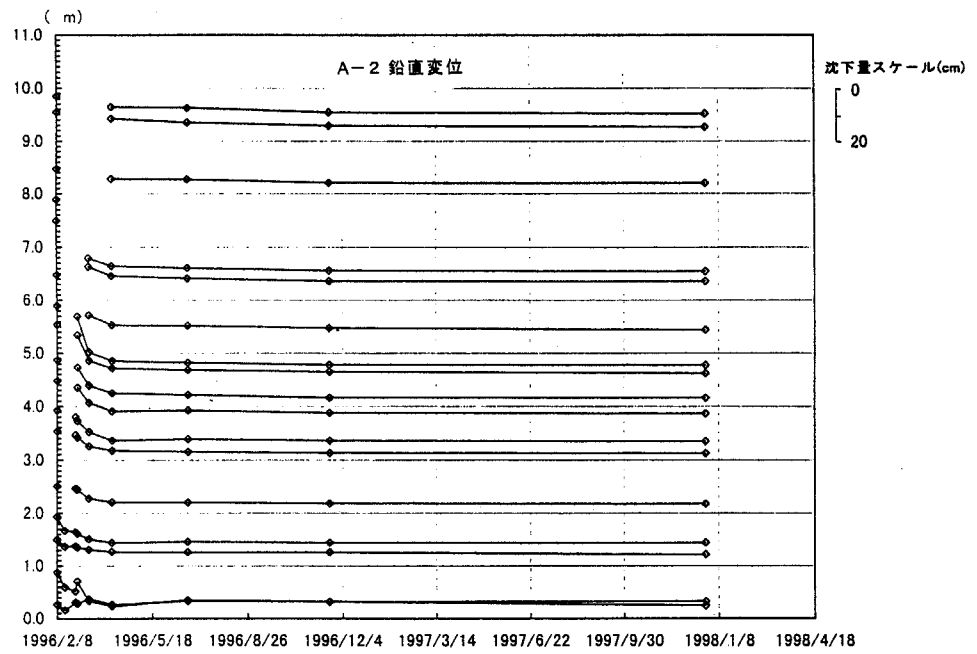
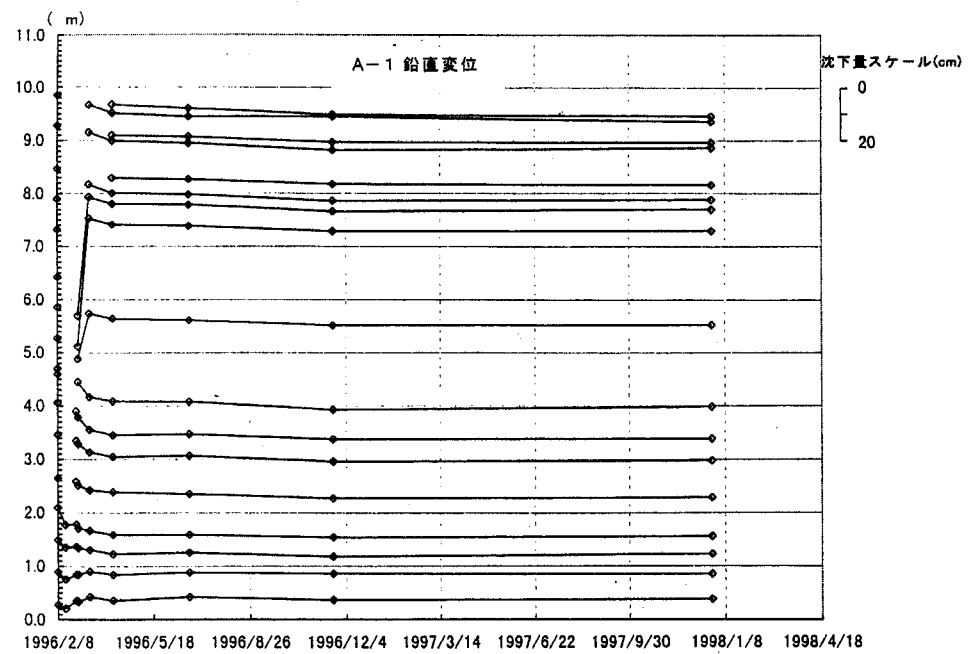


図6-7 層別沈下計測定結果 (A工区)

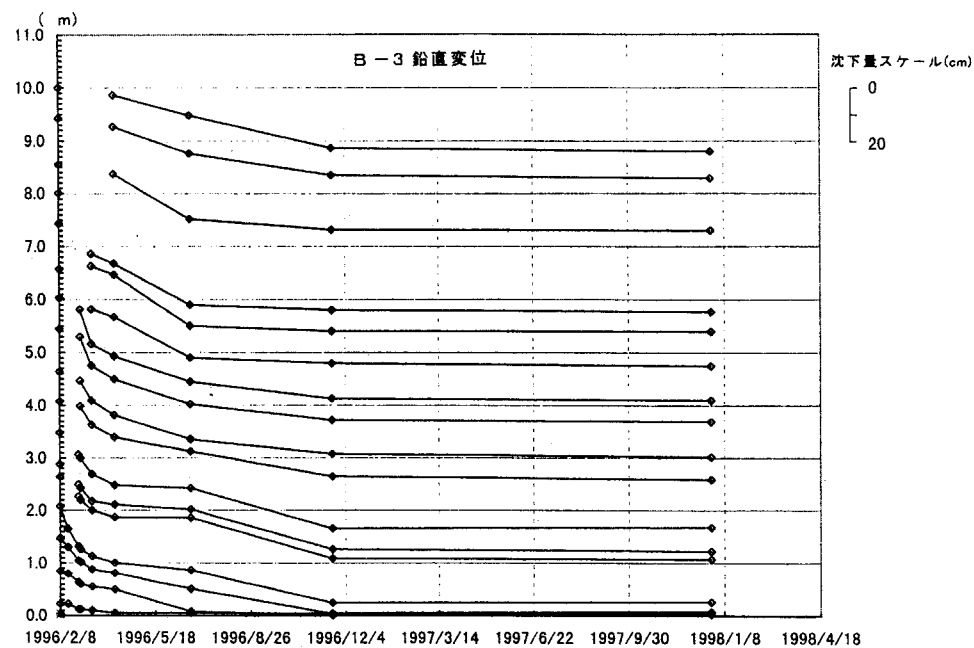
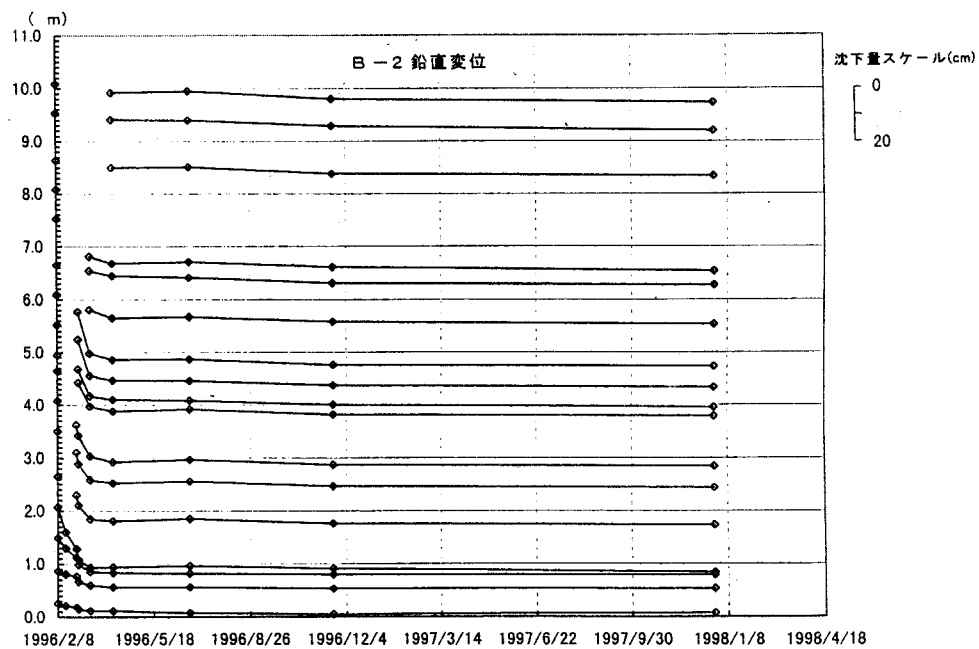
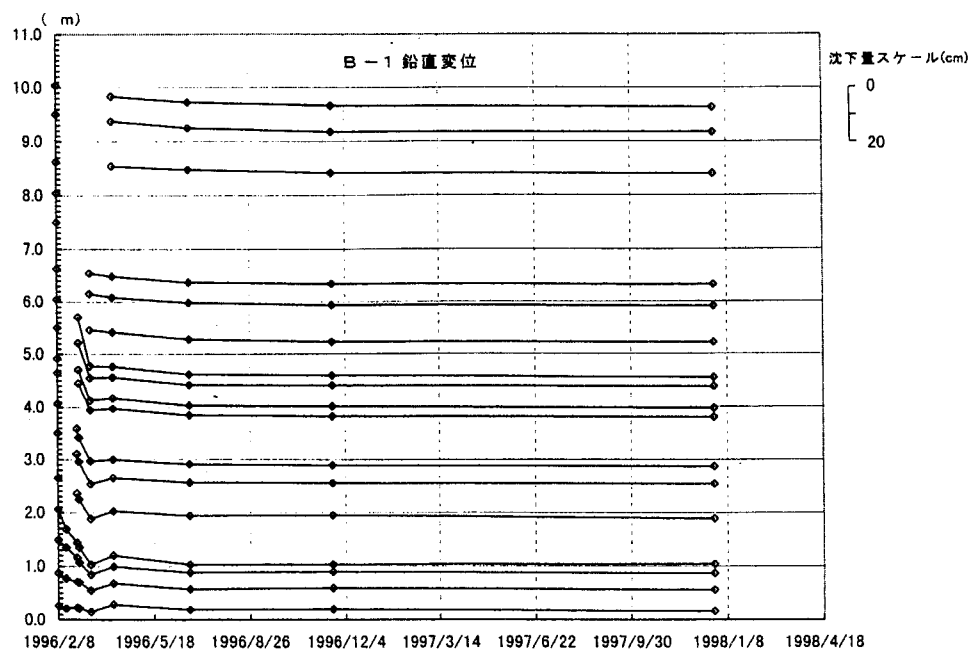


図6-8 層別沈下計測定結果 (B工区)

土荷重による自重圧密であり、したがって盛土内部の沈下が大きい。このため斜面付近では盛土内側に傾斜することになる。

傾斜と層別沈下を同一地点で測定できる計測管（図6-3の傾斜計・層別沈下計1, 2）を設置していることを利用し、挿入式傾斜計と層別沈下計のデータから、盛土完了後の地盤ひずみを計算により推定する⁹⁾。ただし、鉛直方向のひずみは図6-9の考え方にに基づき、式（6.3）、式（6.4）を用いて計算した近似値である。

$$\varepsilon_v = \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{\Delta S_1}{\Delta Z_1} + \frac{\Delta S_2}{\Delta Z_2} \right] \quad \text{式 (6.3)}$$

$$\gamma = \frac{1}{2} \cdot (\Delta \theta_1 + \Delta \theta_2) \quad \text{式 (6.4)}$$

ここで、 $\Delta Z_1, \Delta Z_2$ ：2つの地点の同一深度の計測間隔

$\Delta S_1, \Delta S_2$ ：それに対する圧縮量

$\Delta \theta_1, \Delta \theta_2$ ：この区間の変形角

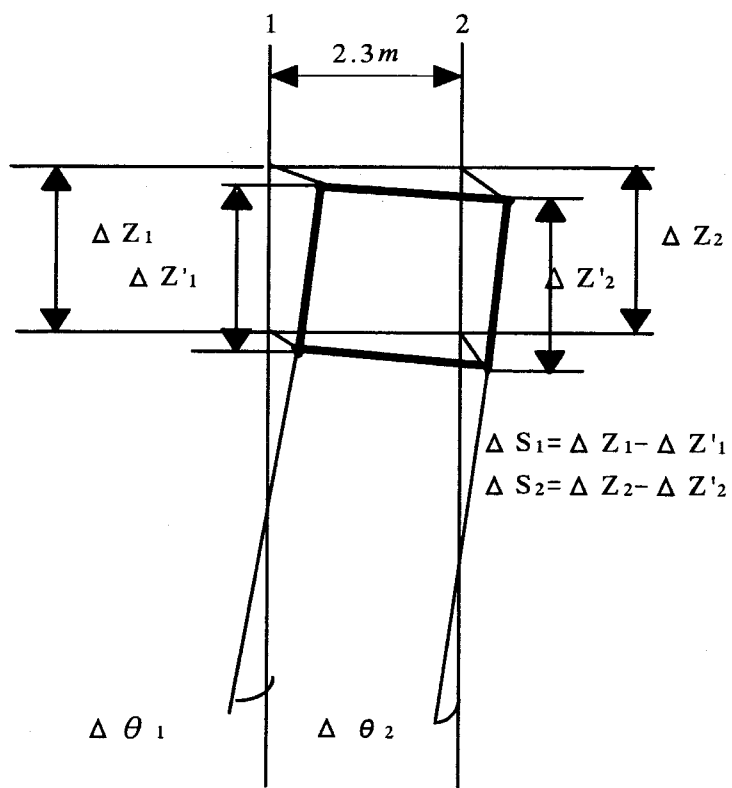
図6-10に計算から得られたA、B工区の地盤ひずみを示す。せん断ひずみは最大0.8%、鉛直ひずみは約2.7%生じていると推定できる。

以上の結果から、盛土は盛り立て完了後は安定し、すべり面の存在を示唆するような局部的に大きな変位の分布は見られないことが確認された。したがって、粘性土急勾配高盛土は安定していると考えられる。

（2）GHDのひずみ

GHDのひずみの観測結果として、図6-11にB工区（補強不織布タイプ）の計測結果を例示する。GHDのひずみの観測値は最大1.0%程度であり、きわめて小さい。また、この図の経過時間は対数表示であるから、勾配はクリープ係数になるが、観測値は長期にわたっても一定であり、クリープ変形を示唆するようなひずみ値の増大は認められない。図6-11に示した傾向は、A工区（プラスチックコアタイプ）に関しても全く同様であり、ひずみの観測値は最大約0.8%で、観測値は長期にわたっても一定であった。

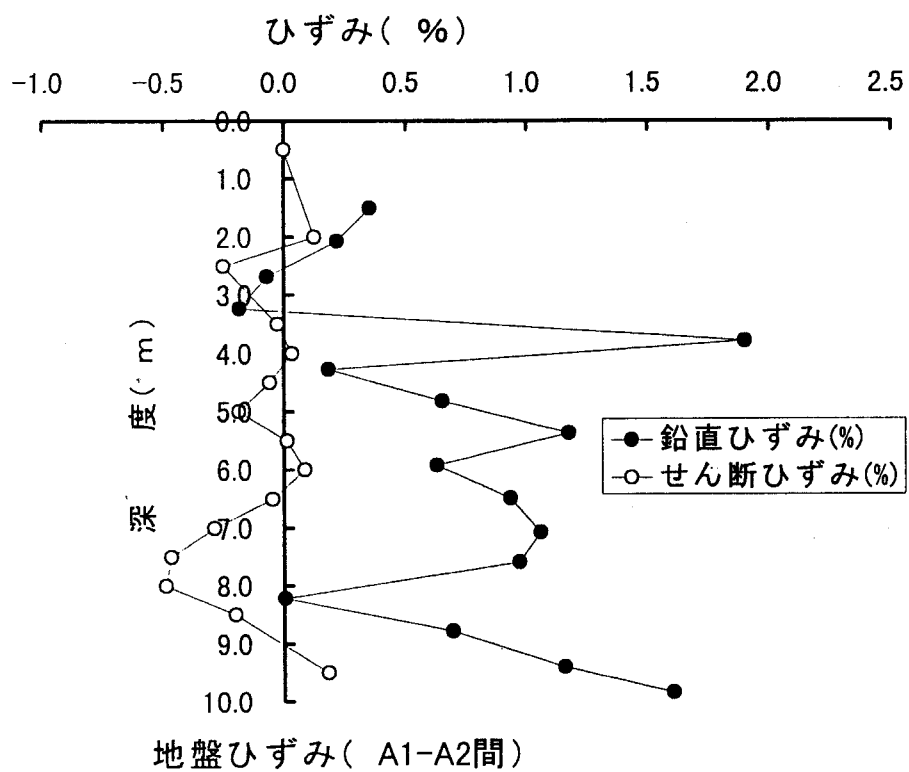
補強材を永久構造物の盛土に適用する場合には、長期間にわたり材料に継



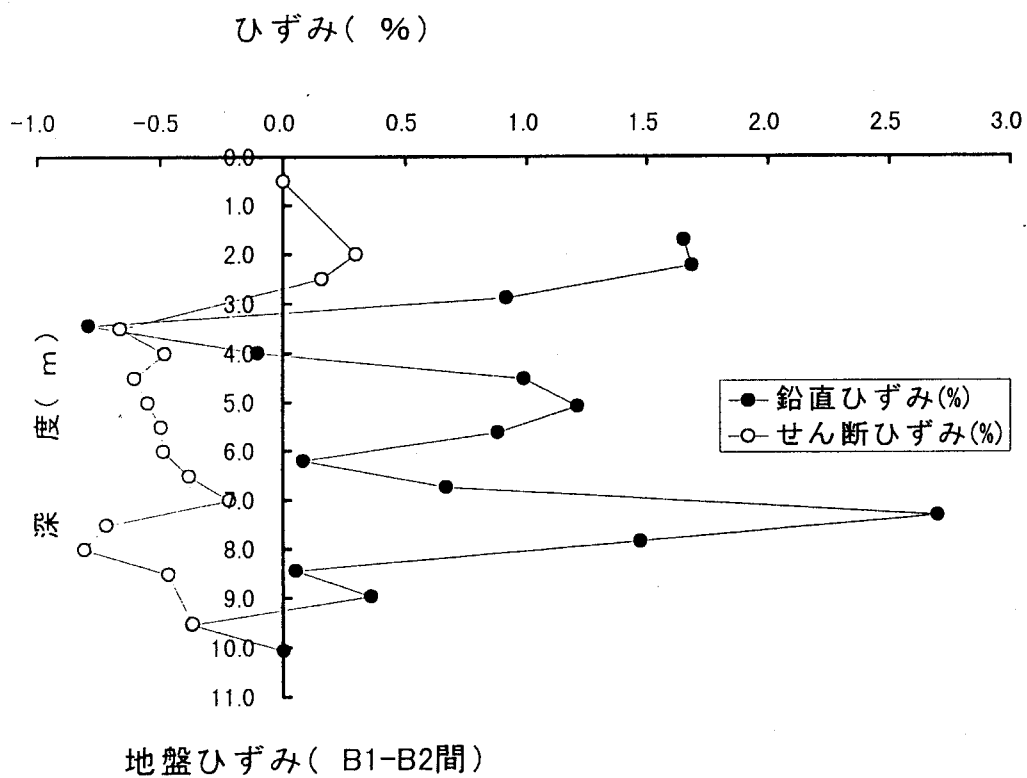
$$\varepsilon_v = \frac{1}{2} \left[\frac{\Delta S_1}{\Delta Z_1} + \frac{\Delta S_2}{\Delta Z_2} \right]$$

$$\gamma = \frac{1}{2} (\Delta \theta_1 + \Delta \theta_2)$$

図6-9 ひずみの求め方



A工区



B工区

図6-10 地盤ひずみ

続的な荷重が作用する。室内試験では、GHDのクリープ低減係数が0.6以上であり、既存の補強材（ジオグリッド）と同等の特性⁷⁾であることを確認している。しかし、高強度ではあるが比較的、伸びひずみが大きい材料であるから、長期変形特性に対する検証は重要である。この高盛土実験の約2年間にわたる長期観測結果から、クリープ変形に関して問題がないことを確認した。

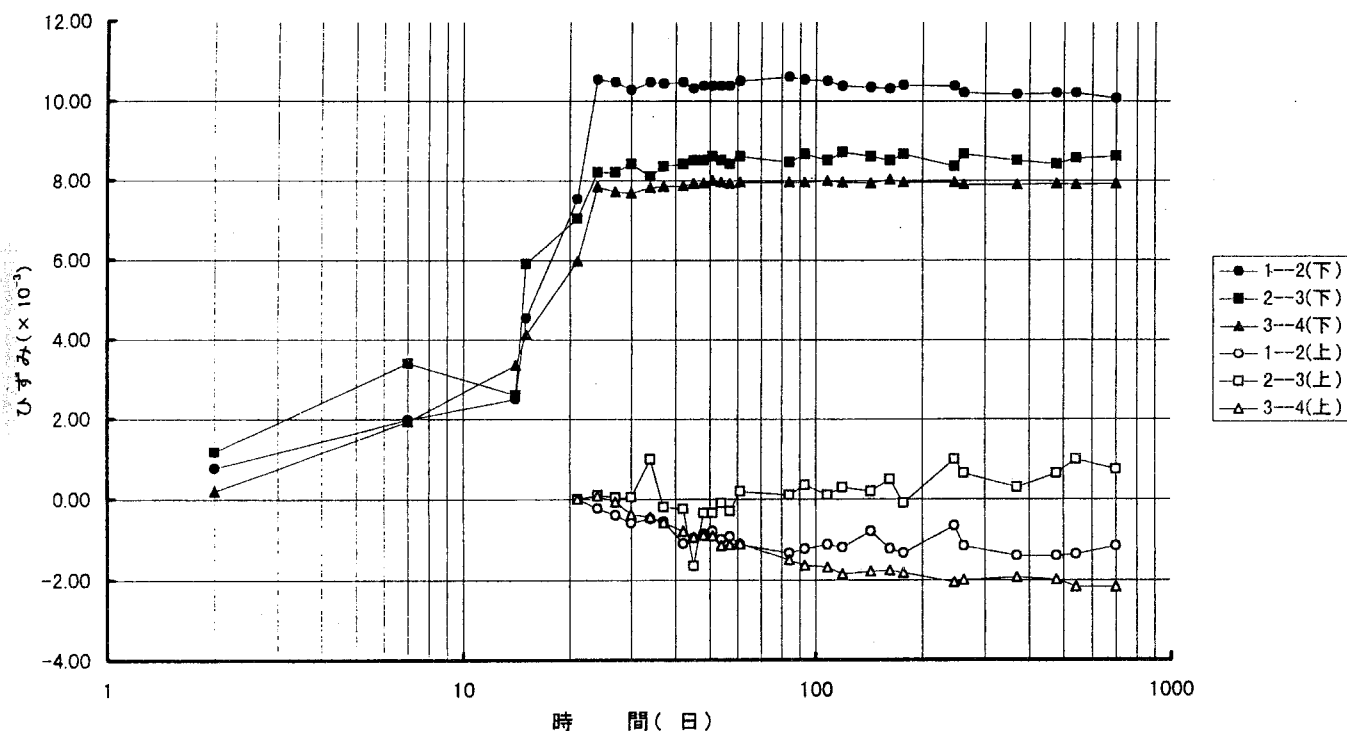


図6-11 GHDのひずみ（B工区）

（３）盛土内部の含水状態

まず盛土過程の含水状態について論じる。図6-12はA工区における盛土中のサクシヨンの挙動である。室内試験で得た使用粘性土の排水過程における含水比とサクシヨンの関係から、盛り立て中の含水比（約45%）は30kPa程度のサクシヨンに対応している。計測計器は深さ毎に埋設しているのので、それぞれの土かぶり圧は異なる。盛土過程におけるサクシヨンの挙動は次のように整理できる。

- ・ 第1段階：計器上への盛土荷重の載荷後、しばらくサクシヨン増加
- ・ 第2段階：その後、サクシヨンが減少し正圧側に向かう傾向を示す。

・第3段階：盛り立て進行に伴い、サクシオンは増加傾向を示す。

第1段階のサクシオン増加は計器設置時、飽和させた細砂でテンシオメーターを包んだために、この局所的なゾーンの排水過程に対応したものと考えられる。第2段階のサクシオン減少は、不飽和載荷過程による間隙水圧の発生を示しており、第3段階の挙動は載荷による間隙水圧の増大が終了し、安定化に向けたサクシオンの動きと推察される。したがって、サクシオンの低下傾向から考えると、粘性土斜面の安定性では盛土直後が最も不安定であることを示している。

次に、盛り立て完了後の含水状態について考察する。図6-13は盛土内サクシオンの経時変化を示す代表的な観測値である。降雨があればサクシオンは低下するものの、降雨が止むと速やかに回復して安定状態になることがわかる。図6-14は降雨開始初期のサクシオンの減少を深度方向に整理したものである。深度とは、計器の設置断面における地表面からの鉛直深度である。深度GL-1m付近でやや大きな変化を示すが、それ以深の深度方向分布は概ね一様である。また、サクシオンの変化量は10～20cmである。深度方向分布の傾向は文献^{8,9)}に示されている地表面からの降雨浸透による傾向と同じである。

図6-15は、安定時期のA、B工区のサクシオンの深度方向分布を示す。この図では地下水面を基準に表している。図中には不飽和浸透量のない場合の釣合条件下のサクシオン条件を併記した。釣合条件は式(6.5)の条件を満足する必要がある。

$$h = h_p + Z \quad \text{式 (6.5)}$$

ここで、 h ：全水頭

h_p ：圧力水頭

Z ：位置水頭

式(6.5)において、不飽和浸透量がないので $h=0$ となり、釣合い時には $h_p=-Z$ となる必要がある。図6-15の太線は、地下水位がGL-9mにあると仮定した場合の釣合い時の圧力水頭分布を示す。若干のばらつきはみられるが、全体的にはサクシオンデータはこの太い釣合線に類似している。また、表層ほどサクシオンは高くなる傾向を示している。したがって、釣合条件に対するこの傾

向から判断すれば、全体的にはGHD敷設による水分分布の乱れはなく、盛土載荷によって生じたサクションの変化も既に消散していると考えられる。

以上の結果から、盛り立て後のサクションの分布特性を支配している因子は、地表面からの鉛直浸透であり、また地下水面からの高さである。したがって、GHDを介して斜面からの水が浸透するパターンは見られず、GHDが盛土への水の補給路にはなっていない。

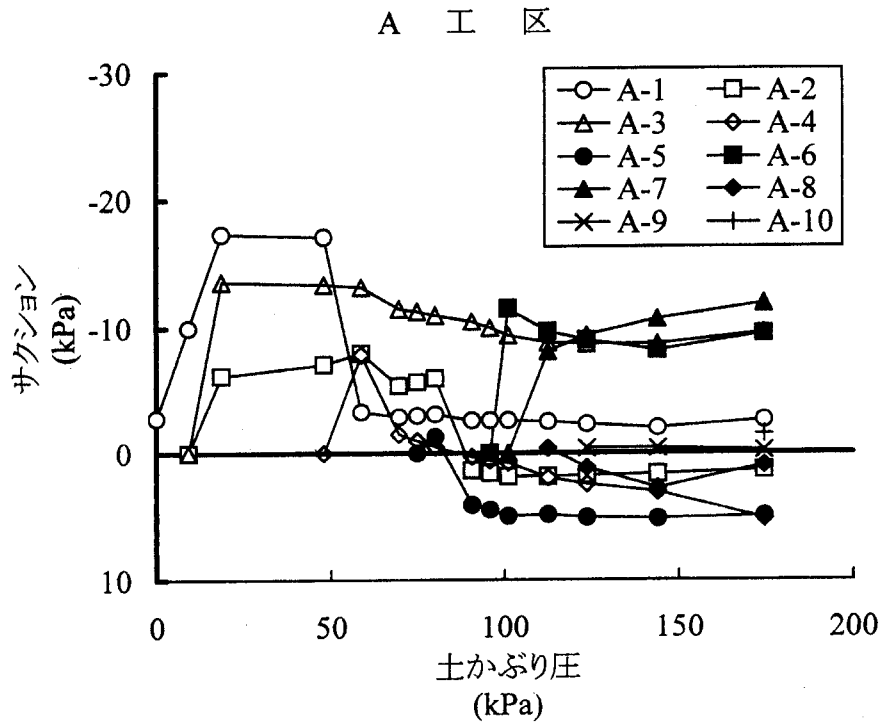


図6-12 含水比とサクションの関係

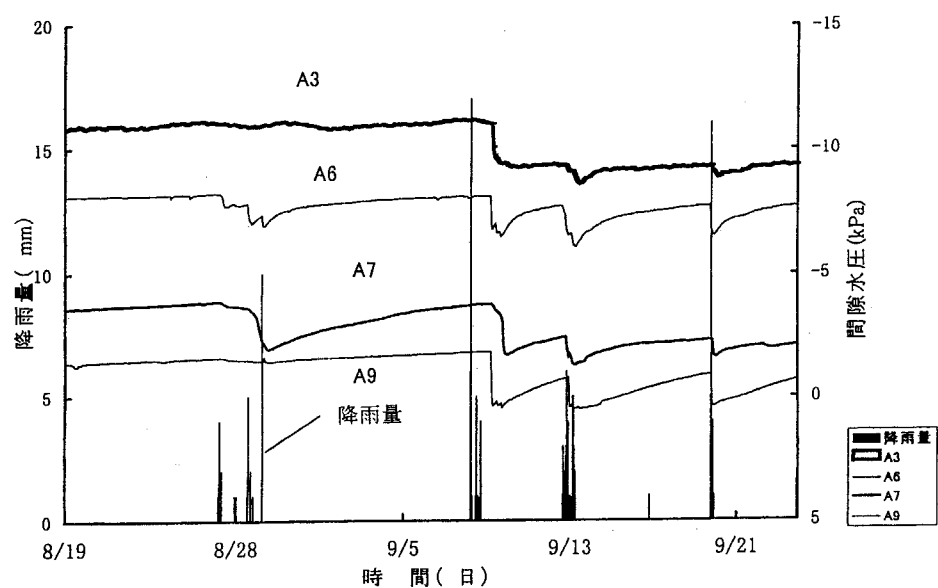


図6-13 テンシオメーターの経時変化 (A工区)

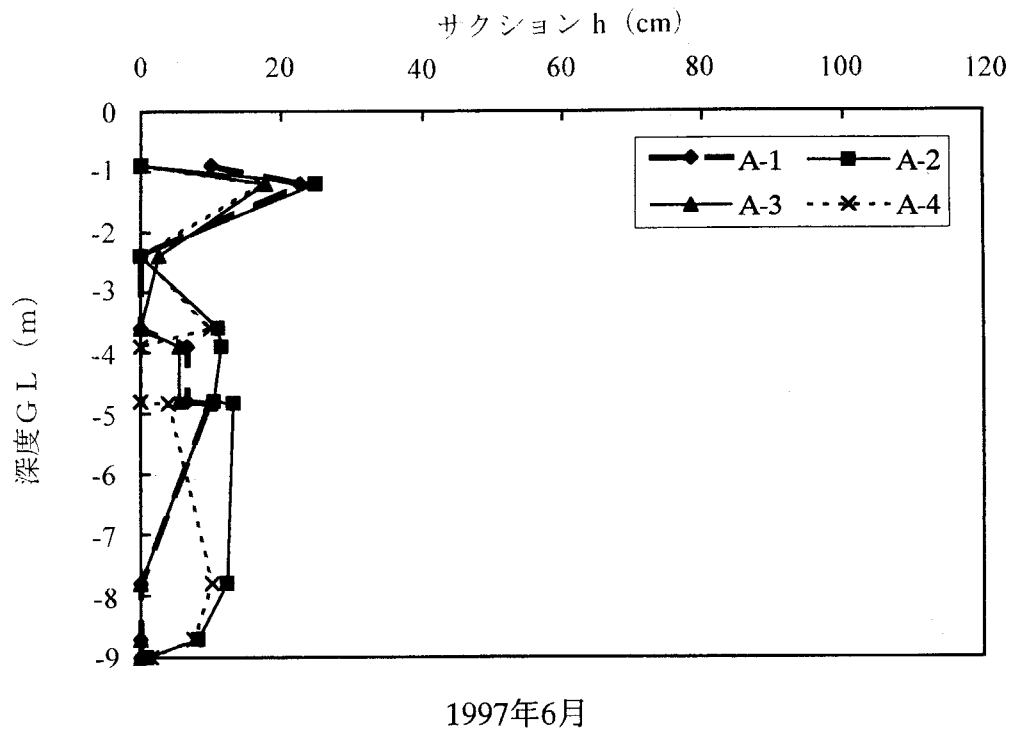


図6-14 サクションの変化量 (A工区)

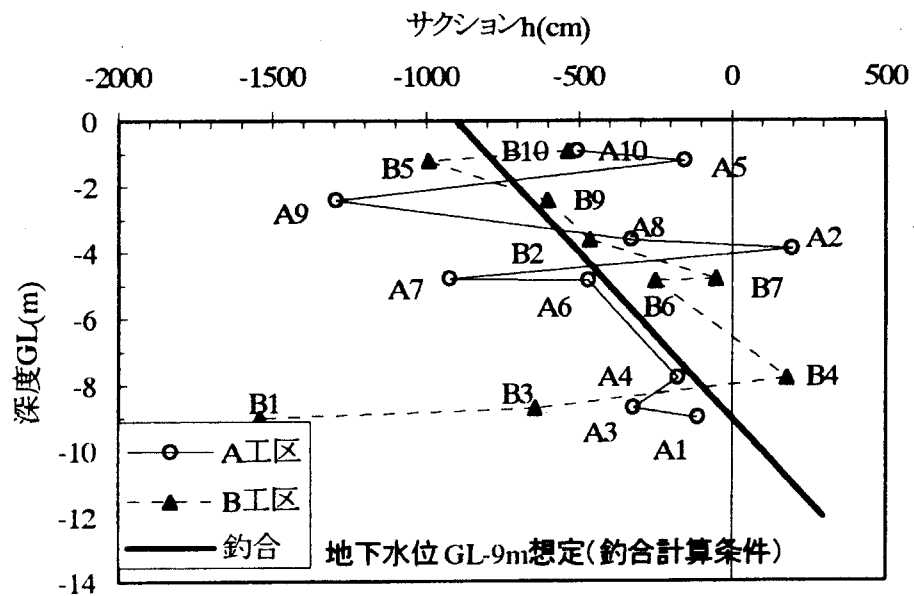


図6-15 安定時期のサクションの深度方向分布

6. 3. 3 原位置注水実験による排水性の確認

(1) 実験方法

最上段に敷設されたGHDは、図6-16に模式的に示すように盛土天端から約GL-1mの深度にある。そこで、GHDの長期排水性を確認するために施工3年後、盛土天端から最上段のGHD敷設深度までφ100mmのハンドオーガーで孔をあけ、内径φ75mmの塩ビ管を挿入して原位置注水実験を行った。注水実験はA、B工区で行い、注水後の管底からの水位の経時変化をそれぞれ測定した。実験の模式図を図6-16に示す。

(2) 実験結果

注水実験における孔内水位の低下を図6-17に示す。両工区とも類似した挙動を示している。ハンドオーガーによるボーリング孔を利用した原位置透水試験において、孔底よりかなり下に地下水位面が存在する場合の透水係数は式(6.6)で示される¹⁰⁾。図6-18は試験条件を示す。

$$k = \frac{Q}{2\pi h^2} \left[\ln \left\{ \frac{h}{r} + \sqrt{1 + \left(\frac{h}{r} \right)^2} \right\} - 1 \right] \quad \text{式 (6.6)}$$

ここで、k：透水係数

Q：注水量

h：孔内水面高さ

r：ボーリング孔半径（5cm）

ただし、式(6.6)は図6-18の試験条件において $T_u > 3h$ であつ、注水量 Q が一定量の条件を前提にしている。しかし、本実験は変水位条件で実施しているので、式(6.7)を用いて Q を仮定した。

$$Q = \frac{\Delta h}{\Delta t} \cdot \pi r^2 \quad \text{式 (6.7)}$$

ここで、t：時間

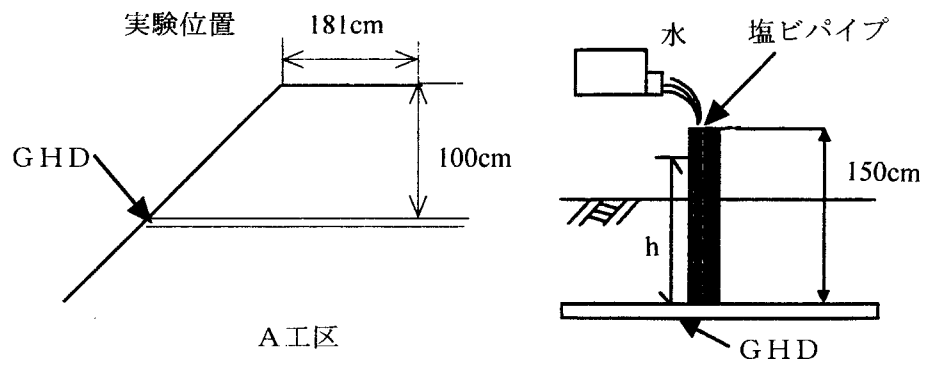


図6-16 原位置注水実験の模式図

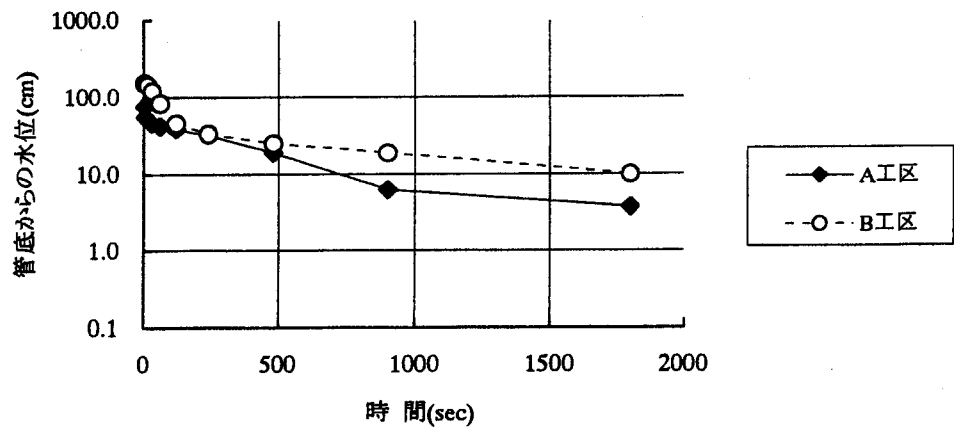


図6-17 注水試験結果

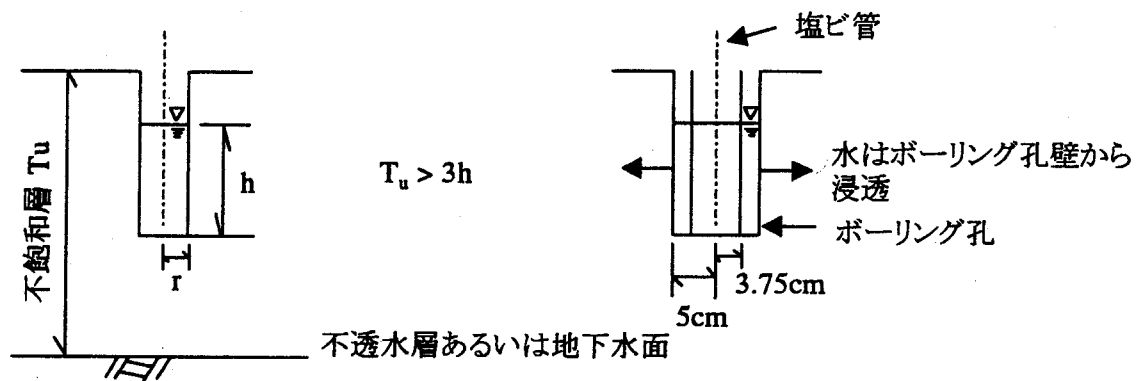


図6-18 ボーリング孔を利用した透水試験模式図

ボーリング孔には塩ビ管が挿入してあるが、ボーリングの孔径は10cmであり、塩ビ管の直径（7.5cm）はボーリング孔径に比べて小さいので、注水した水は塩ビ管下端からではなく、ボーリング孔壁から盛土中に浸透するものと仮定して計算する。その結果を図6-19に示す。変水位試験を概略的に定水位試験と仮定して求めた結果であるから信頼性は劣るが、透水係数はA、B工区ともに類似した値になり、 $k = (1 \sim 5) \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ が得られた。盛土材料は粘性土であり、圧密試験結果から透水係数は $k = (1 \sim 10) \times 10^{-8} \text{ cm/s}$ である。したがって、注水した水は粘性土に浸透する量に比べて、GHDを介して消散した割合が多く、透水係数を約5オーダー大きくしたことが推定できる。ボーリング孔内から注水された水は壁面から粘性土に浸透していく経路と、GHDを介して水平方向に広がっていく経路の2つの排水経路が考えられる。このうち粘性土の透水係数は 10^{-8} cm/s オーダーであり、粘性土を介した浸透は考えられない。このため図6-20に示す条件下で注水されたボーリング孔内水は、GHDを介して両横方向に流れると仮定する。また、GHDの上下面は不透水層で被覆されており、GHDから盛土内への水の供給はないものとし、さらに浸潤面におけるサクシオンは無視するものとする。

水はGHD内を2方向に流下すると考えると、GHD内の浸潤面の移動量は孔内の水位面降下量に対応しているので、式（6.8）の質量保存則（連続式）が適用できる。ただし、 A ：注水孔断面積、 a ：GHDの断面積、 x_f ：浸潤距離とする。

$$-A \frac{\partial h}{\partial t} \Delta t = 2a \frac{\partial x_f}{\partial t} \Delta t \quad \text{式（6.8）}$$

式（6.8）を展開すると、

$$-A \frac{\partial h}{\partial t} t = 2a \frac{\partial x_f}{\partial t} t \quad \text{式（6.9）}$$

$$-Ah = 2ax_f + C \quad \text{式（6.10）}$$

x_f を注水管の外壁を原点にした距離、 h_0 を初期の孔内水面高さとする、

$$x_f = 0 \text{ のとき } h = h_0$$

この条件を式（6.10）に代入すると、 $C = -Ah_0$

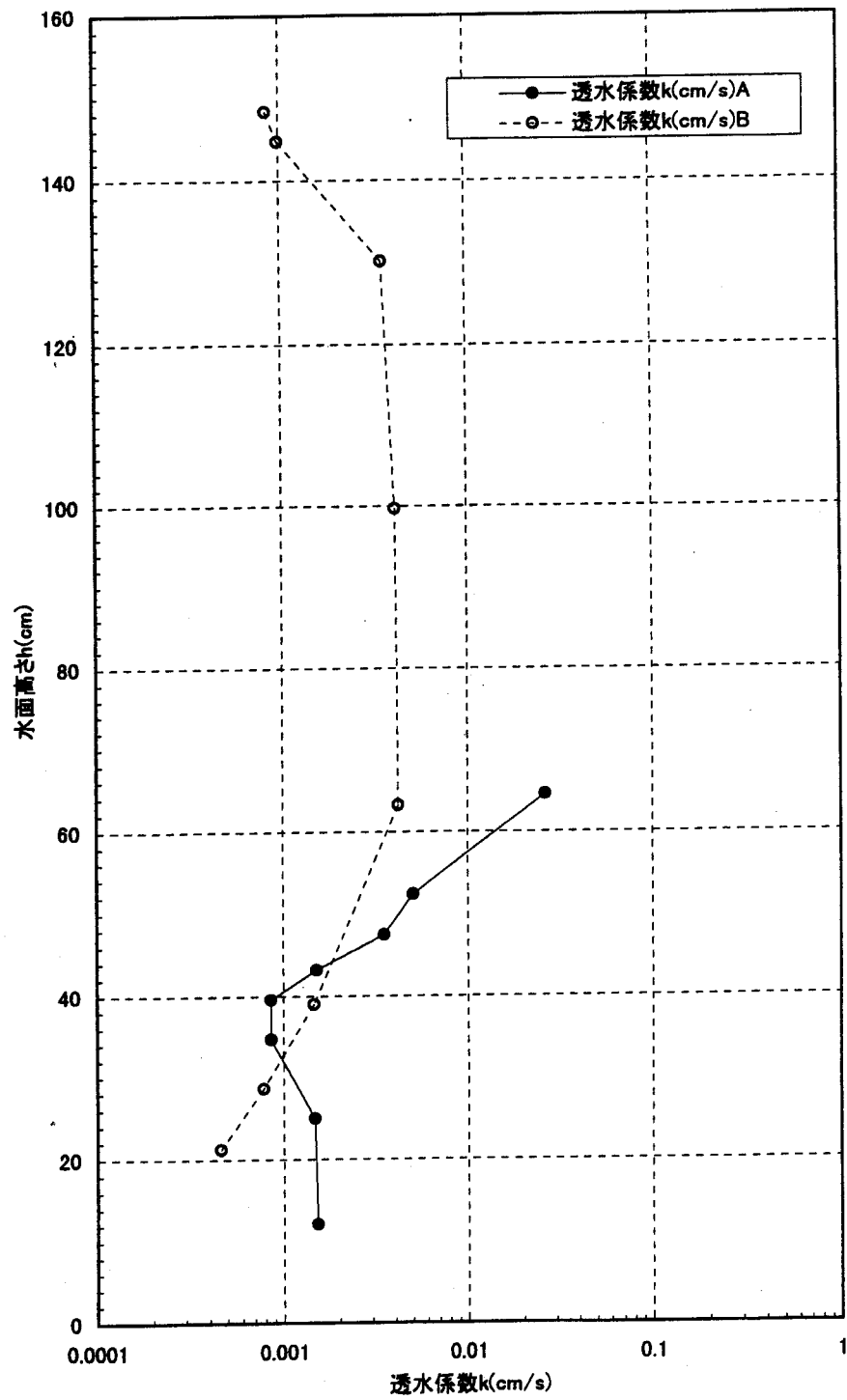


図6-19 水面高さと透水係数

よって、

$$x_f = \frac{A}{2a} (h_0 - h) \quad \text{式 (6.11)}$$

次に浸潤面の水収支について考える。浸潤面における流速を v とすると、式 (6.12) が成り立つ。

$$v = \frac{\partial x_f}{\partial t} \quad \text{式 (6.12)}$$

また、浸潤面の流速はダルシー則を仮定すると、近似的に式 (6.13) が成り立つ。ただし、 k は GHD の面内方向透水係数、 h_c は浸潤面の圧力水頭である。

$$v = k \frac{h + h_c}{x_f} \quad \text{式 (6.13)}$$

したがって、浸潤面の移動速さは式 (6.14) となる。

$$\frac{\partial x_f}{\partial t} = k \frac{h + h_c}{x_f} \quad \text{式 (6.14)}$$

式 (6.11) より式 (6.15) が得られる。式 (6.14) に式 (6.11)、(6.15) を代入して整理すると式 (6.16) になる。

$$\frac{\partial x_f}{\partial t} = - \frac{A}{2a} \cdot \frac{\partial h}{\partial t} \quad \text{式 (6.15)}$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{4ka^2}{A^2} \cdot \frac{h + h_c}{h - h_0} \quad \text{式 (6.16)}$$

ここで、浸潤面の負の圧力水頭の影響を $h_c=0$ として無視すると、式 (6.17) が得られる。

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{4k a^2}{A^2} \cdot \frac{h}{h - h_0} \quad \text{式 (6.17)}$$

すなわち、

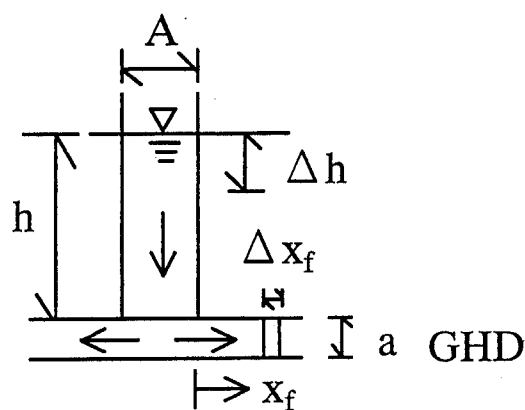
$$h - h_0 \ln(h) = \frac{4k a^2}{A^2} \cdot t + C \quad \text{式 (6.18)}$$

Cは積分定数で、 $t=0$ のとき $h=h_0$ であるから、 $C = h_0 - h_0 \ln(h_0)$

したがって、最終的に式 (6.19) を得る。

$$\frac{h}{h_0} - \ln\left(\frac{h}{h_0}\right) = \frac{4k a^2}{h_0 A^2} \cdot t + 1 \quad \text{式 (6.19)}$$

式 (6.19) を、A工区ならびにB工区の試験結果と比較したのが図6-21および図6-22である。面内方向透水係数 k をパラメーターに計算している。両図から、ボーリング孔内水位低下曲線はA工区で 10^{-6} cm/s、B工区で 10^{-1} cm/sオーダーの透水係数の曲線に類似している。したがって、塩ビ管から注水されたものは大部分がGHDを排水路として消散したものと考えられる。また、この試験結果から、GHDには問題となるような通水性低下は認められず、施工3年後も排水能は維持されていることが確認できた。



x_f : 浸潤距離
A : 注水孔断面積
a : GHD断面積

図6-20 水位変化モデル

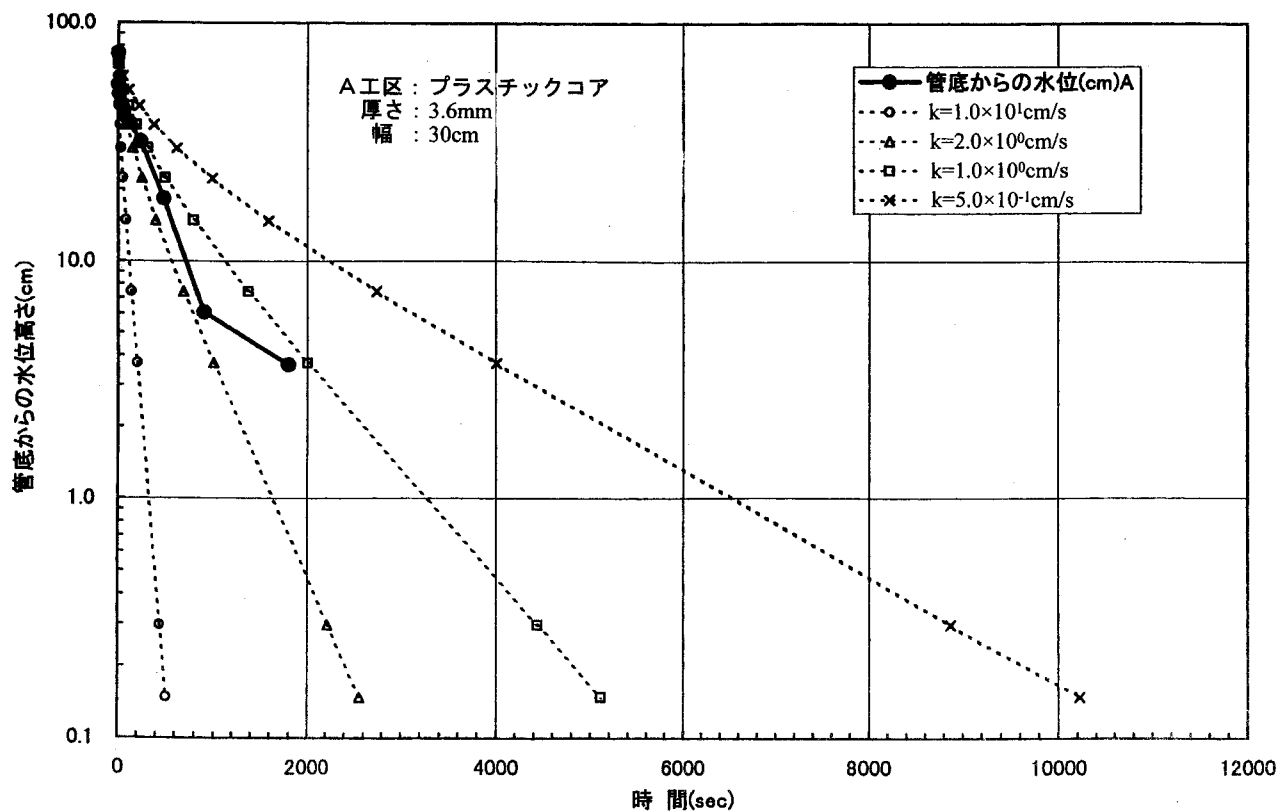


図6-21 水位高さの経時変化（A工区）

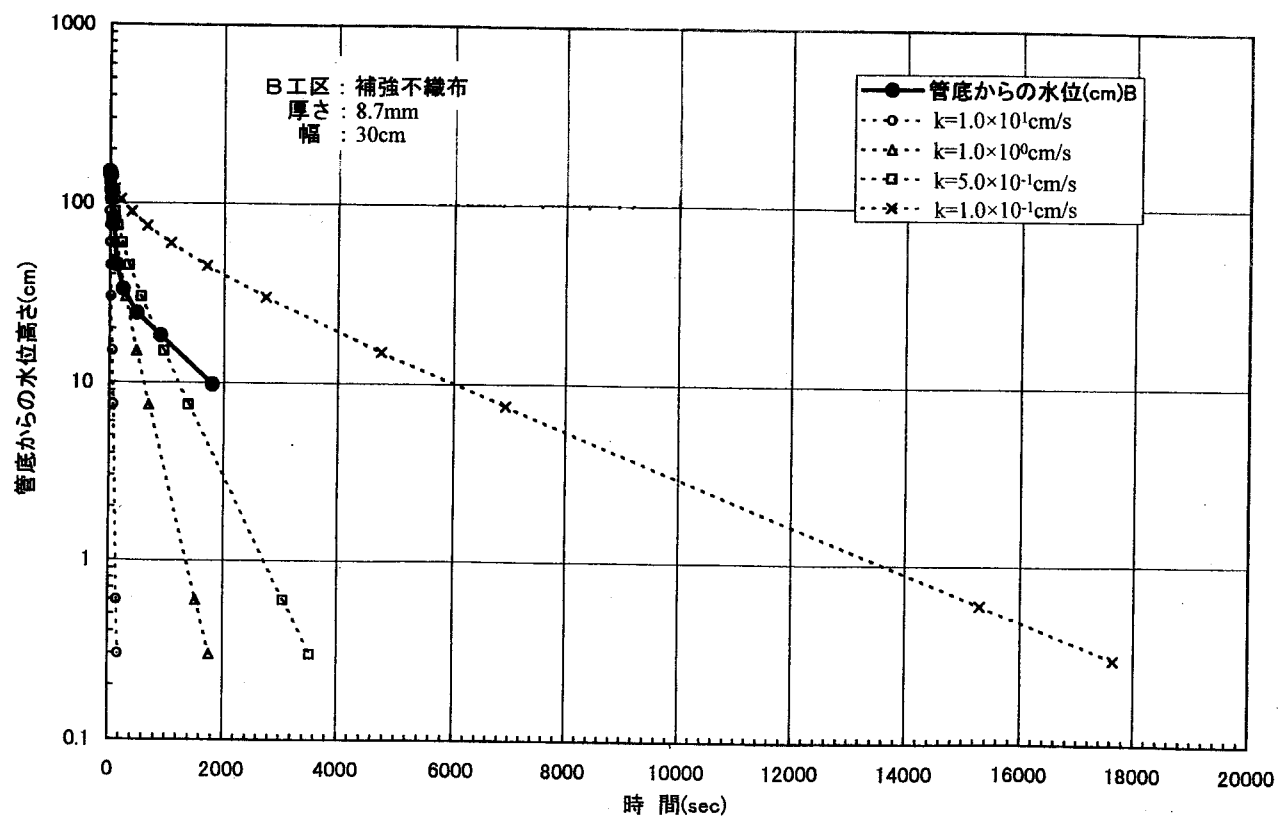


図6-22 水位高さの経時変化（B工区）

6. 4 まとめ

GHDの粘性土急勾配高盛土への適用性を検討するために、無補強では盛り立て不可能な粘性土急勾配高盛土の現場実験を実大規模で行った。永久構造物として利用する場合を考慮して、約2年間に及ぶ長期現場計測を実施して、盛土の変状、GHDの長期ひずみ特性、盛土内部の水分状態を観測した。その結果、以下のことが明らかになった。

- (1) GHDを用いれば軟弱土でも急勾配高盛土が築造可能であることが確認された。
- (2) 盛り立て中の盛土斜面の表面変位は最大約30cmに及んだものの、盛り立て後はまったく変位が増大せず、すべり面の存在を示唆するような挙動は見られない。したがって、粘性土急勾配高盛土は長期にわたり安定した状態にある。
- (3) GHDのひずみの観測値は最大1.0%と小さく、長期にわたってもほぼ一定値であり、クリープ変形を示唆するようなひずみの増大は認められないことが確認された。
- (4) 盛土内部の含水状態は、降雨があればサクシオンは低下するものの、降雨が止むと速やかに回復して安定状態になる。また、GHDを介して斜面からの水が浸透するパターンは見られず、GHDが盛土への水の補給路にはなっていない。
- (5) 施工3年後に実施した原位置注水実験の結果から、GHDの通水性の低下は認められず長期間、排水能を維持していることを確認した。
- (6) 急勾配盛土斜面の保護のために、土のうに代わるジオシンセティックの表面保護材を用いたが、容易に施工することができ有用性を確認した。また、盛土材料が強酸性の粘性土であったにもかかわらず、この表面保護材によって盛土斜面表面の早期緑化を容易に行うことができた。

参考文献

- 1) ジオテキスタイル補強土工法普及委員会編：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル，(財)土木研究センター，(1997)
- 2) ジオテキスタイル補強土工法普及委員会編：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル，(財)土木研究センター，222(1997)
- 3) ジオグリッド研究会専門部会編：「ジオグリッド工法」ガイドライン，ジオグリッド研究会，Vol.1，163(1990)
- 4) 山内豊聡，福田直三，周藤宜二：ポリマーグリッドの設計強度の評価試験，第30回土質工学シンポジウム発表論文集，23-26(1985)
- 5) 平井貴雄，谷津淳：耐震設計に用いるジオグリッドの引張強さに関する一考察，ジオシンセティックス論文集，Vol.15，206-214(2000)
- 6) 石原寿，岡田実正，岩崎好規，橋本正：高盛土の現場計測管理について，第17回土質工学研究発表会昭和57年度発表講演集，700-703(1982)
- 7) 桑野二郎，高橋章浩，木村博憲：日本で使用されているジオグリッドの材料特性と引き抜き特性，ジオシンセティックス論文集，Vol.14，196-204(1999)
- 8) 阿部廣史：不飽和斜面の間隙水圧の計測と安定解析，土質工学会関西支部「不飽和地盤の工学的性質」発表論文集，81-100(1989)
- 9) 北村良介，井料達生，城本一義：火山灰質地盤における雨水の浸透挙動，第32回地盤工学研究発表会平成9年度発表講演集，1933-1934(1997)
- 10) 改訂 地下水ハンドブック編集委員会編：改訂 地下水ハンドブック，建設産業調査会，293(1998)

第7章 GHDによる排水補強盛土の設計法

7. 1 概説

本論では、補強機能と排水機能を併せ持つGHDを用いた新しい盛土補強工法、すなわち「排水補強盛土工法」について論じてきた。

この排水補強盛土工法は、軟弱で性状の悪い粘性土材料を対象としている。GHDを水平方向に敷設し、材料が持つ補強と排水の両機能を同時に利用することによって、粘性土単独では強度が不足し、すべり崩壊する条件下でも、自重による圧密効果が促進して粘性土の強度増加を図る。併せて、材料の補強効果によって盛土のすべり安全率を増加させるものである。また、GHDの水平排水機能は、降雨等による盛土内の地下水位上昇を抑制しうるので、斜面の長期安定化を図ることができる。

GHDは材料特性評価に基づいて開発したものであり、上述したGHDによる排水補強盛土工法の効果は、実施工や盛土実験によって確認したものである。本研究で実施した盛土実験の概要を表7-1に示す。いずれも設計条件を満足する材料を選定して適用し、起こりうる盛土挙動等を各実験の設計段階で想定して、実施したものである。表7-1に示した粘性土を盛土材料とする全ての盛土実験において、設計で意図した結果が得られたことは、設計法の妥当性をも示すといえる。

ジオグリッドを主体とするジオシンセティック材料を用いた盛土補強工法の設計法としては、(財)土木研究センター「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル」¹⁾が最も多く利用されている。本研究で用いた設計法は、基本的にはそれに準じたものである。

本章では、他の代表的な設計法と比較しつつ、排水補強盛土工法の設計法の特徴を述べる。まず、7. 2で設計の基本的な考え方を示す。7. 3では必要な設計定数の内、GHDに係わるものについて述べる。次に、設計における検討項目の内、最も主要なものは補強時の内的安定検討であるから、排水補強の考え方の特徴を示しつつ、7. 4に補強時の内的安定検討の具体的な内容を示す。その他の検討項目に関しては、上述の(財)土木研究センターのマニュアルを概ね踏襲しているので、特には触れない。ただし、地震時の検討における地震時設計引張り強さに関しては、7. 3のGHDの設計引張り強さに示している。

表7-1 粘性土盛土実験

粘性土盛土実験	盛土材料	適用したGHD
補強盛土試験施工 (崩壊斜面の復旧) 盛土高さ… 3m 斜面勾配… 1:1.5 1:1.2	砂混じり粘土	GHD (プラスチックコア) GHD (タフテッドファブリック) スパンボンド
高含水比粘性土盛土崩壊実験 盛土高さ… 3m 斜面勾配… 1:0.5	粘性土 含水比 85%	GHD (プラスチックコア) GHD (補強不織布) GHD (立体編物) スパンボンド
粘性土急勾配高盛土実験 盛土高さ… 10m 斜面勾配… 1:0.6 (平均斜面勾配 1:0.7)	粘性土 含水比 40～50%	GHD (プラスチックコア) GHD (補強不織布)

7. 2 設計の考え方

排水補強盛土工法の設計における基本的な考え方は、(財)土木研究センター「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル」¹⁾に準拠している。このマニュアルを含め通常の盛土補強工法の設計法は、盛土がすべり崩壊するときに生じるすべり力を、補強材のせん断抵抗力によって抵抗させ、盛土の崩壊を防ぐものである。すなわち、補強材の引張り強度による補強効果(引止め効果と締付け効果)のみを念頭においたものである。

一方、排水補強盛土工法は粘性土を対象にしており、補強材のGHDは排水機能も併せ持っているから、圧密促進によって粘性土のせん断強度増加を図ることができる。したがって、補強材のGHDには引張り補強効果と水平排水効果とを期待し、設計においてはそれら両者の効果を組み入れる。排水効果には、

- ・圧密による強度増加のように、数値として取り扱うことのできる効果
- ・浸透水を排除し盛土体を良好な状態に保つというような、特に数値としては取り扱うことはできないが、定性的な安定に寄与する効果

とがあるが、ここでは前者のみを対象としている。

設計において検討する項目は次のとおりで、内的安定を極限平衡法(円弧

すべり法)で検討し、併せて外的安定と壁面工の安定を検討する。また、地震時の検討は必要に応じて行う。

①内的安定に対する検討：補強領域内部のすべりに対する安定性、GHDの破断、引抜けに対する検討。計算は円弧すべり面法を用いる。

②壁面工の検討：壁面工が土圧に対して安定であるかどうかの検討。壁面工を使用しない場合は、拔出しに対する検討を行う。

③外的安定の検討：補強領域外側のすべりに対する検討。補強領域を擬似擁壁と見なして検討を行う。

④地震時の検討：通常は常時の検討のみとするが、下記の場合には地震時の検討も行う。計算は震度法によって行う。

・万一崩壊すると隣接物に重大な損害を与える。

・万一崩壊すると復旧に長時間を要し、施設機能を著しく阻害する。

設計の手順を図7-1に示す。

7. 3 GHDに係わる設計定数

(1) GHDの設計引張り強さ

常時の設計引張り強さは、単に最大引張り強さを用いるのではなく式(7.1)に示すように、GHDのクリープ特性や耐久性あるいは施工中の損傷などの材料安全率を考慮して決定する。

$$T_A = \frac{T_{\max}}{F_{cr} \cdot F_D \cdot F_C \cdot F_B} = \frac{T_{cr}}{F_D \cdot F_C \cdot F_B} \quad \text{式 (7.1)}$$

ここで、 T_A : GHDの設計引張り強さ

T_{\max} : GHDの最大引張り強さ

F_{cr} : クリープを考慮した材料安全率

F_D : 耐久性を考慮した材料安全率

F_C : 施工中の損傷を考慮した材料安全率

F_B : 接合部の強度低下を考慮した材料安全率

T_{cr} : クリープを考慮したGHDの限界引張り強さ

$$T_{cr} = \mu \cdot T_{\max} = \frac{T_{\max}}{F_{cr}} \quad \mu: \text{クリープ低減係数}$$

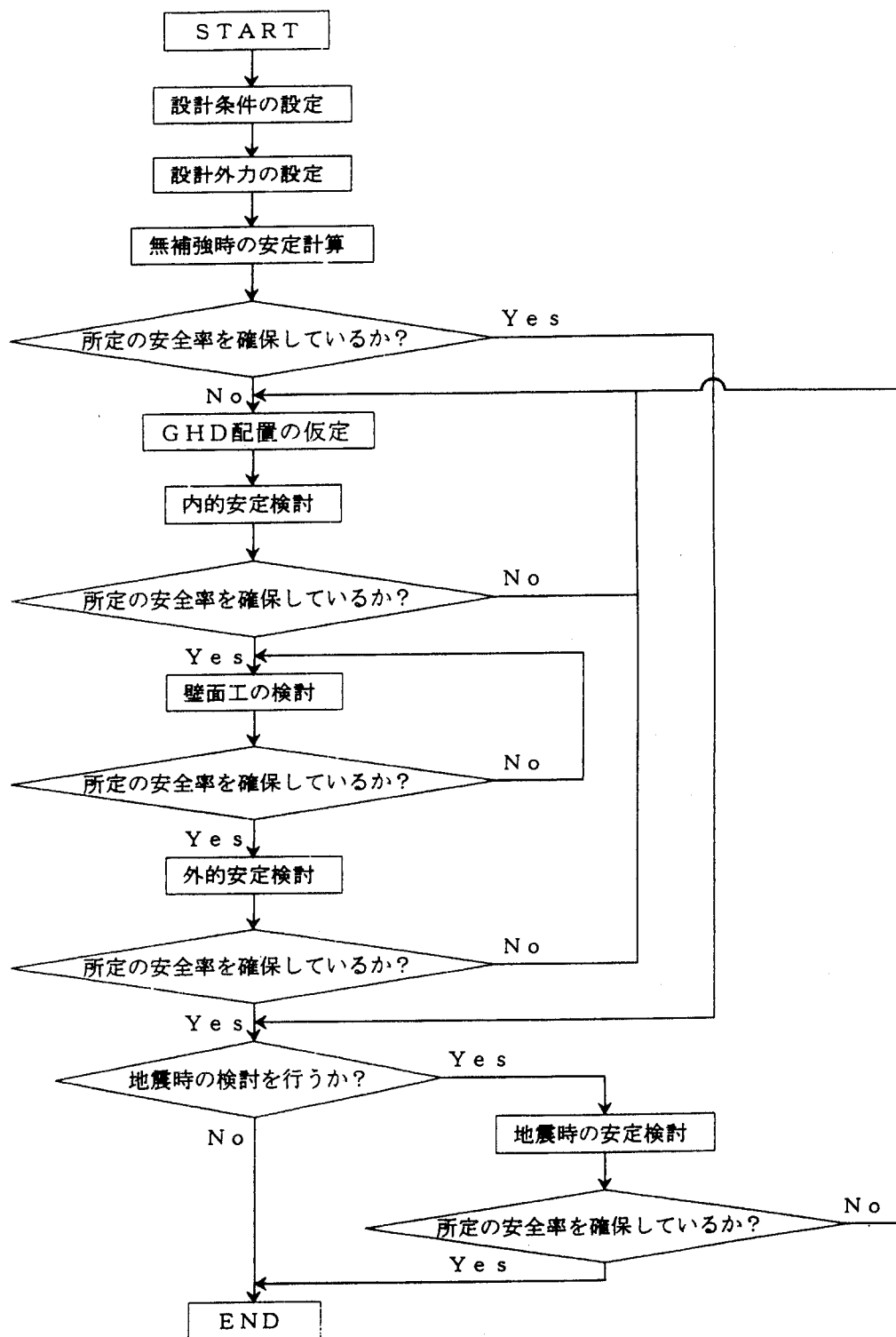


図7-1 設計手順

永久構造物の場合には材料のクリープ特性が重要である。GHDの場合には、クリープ試験によって $\mu=0.6$ 以上であることを確認している。耐久性を考慮した材料安全率 F_d は、日光や土中での化学的・生物学的作用による長期的な材料の劣化特性を考慮したものである。この内、2.3で実施した材料特性評価の結果から判断すると、考慮する必要があるのは強アルカリ性土壌に適用した場合の化学的安定性である。例えば、セメント系固化材による地盤改良の場合には $\text{pH} \geq 10$ の条件が考えられる。しかし、特に問題になるのは高濃度のきわめて特殊な場合で、低濃度の条件では影響は少ない。また、火山地帯や温泉地、粘土中の硫化鉄の酸化など強酸性の土質条件も考えられるが、耐酸性に関しては全く問題がない。

地震時の設計引張り強さに関しては、地震時の大きなひずみを考慮して、引張り試験における5%ひずみ時の強度を用いる。この場合の耐震設計用引張り強さの常時設計用引張り強さに対する割り増し係数は、2.4.2.1で論じたGHDの引張り特性から $\lambda=1.3 \sim 1.5$ となる。他のマニュアル類等では $\lambda=1.0 \sim 1.5$ が提案^{1,2)}されており、それらとほぼ類似した値になっている。盛土補強工法の耐震設計法に関しては、兵庫県南部地震を契機に検討されつつあるが、未だ確立はされていない。GHDの場合もデータの集積はほとんどないので、今後の課題として引き続き検討を進める必要がある。

(2) GHDと土との摩擦抵抗

本工法において、GHDに発揮される応力が、どの程度土に伝達されるか、あるいは材料が有する引張抵抗により土の変形が、どの程度拘束されるかを知らするためには、土やGHD自体の材料特性などのほかに、土とGHD間の摩擦特性を把握しなければならない。極限釣り合い法による設計においては、補強材の定着長（定着力）の算定、補強材の引抜けに対する検討などを行う際、土と補強材間の摩擦特性を表す定数として、見掛けの摩擦係数 f^* や見掛けの摩擦角 ϕ^* が必要になる。

実際の排水補強盛土の設計において、GHDの定着長は盛土から引抜け不要、すべり面より奥に十分な長さをとる必要がある。この定着長 L_e の算定式を式(7.2)に示すが、式中の c^* 、 ϕ^* は引抜き試験、あるいは一面せん断試験により求める。

$$L_e = \frac{F_s \cdot T}{2 \cdot \tau^*} = \frac{F_s \cdot T}{2 \cdot (c^* + \sigma_v \cdot \tan \phi^*)} \quad \text{式 (7.2)}$$

ここで、 L_e : GHDの定着長

F_s : 引抜きに対する安全率

T : GHDに要求される引張り力

τ^* : 土とGHDとの間に働くせん断摩擦応力

c^* : 土とGHDの間の見掛けの粘着力

σ_v : 土とGHDの接触面での鉛直応力

ϕ^* : 土とGHDの間の見掛けの摩擦角

従来、粘性土とジオシンセティックとの摩擦特性に関する報告はきわめて少ない。本研究では、2. 4. 2. 2で論じたように一面せん断試験機を応用したせん断摩擦試験を行った結果、粘性土とGHDの最大せん断摩擦応力は、粘性土の最大せん断強さと同程度の値であること、鉛直載荷応力に対して類似した挙動を示すことがわかった。また、粘性土とGHD間の摩擦特性を粘性土のせん断強度定数から推定する場合、粘着力は安全側にみて粘性土の少なくとも50%が見込め、土の内部摩擦角は粘性土の値が使用できるという結果を得ている。この結果から、粘性土を用いた排水補強盛土の定着長の算定において、式(7.2)の土とGHDとの見掛けの粘着力 c^* および摩擦角 ϕ^* を用いずに、式(7.3)からGHD近傍の土のせん断強度定数 c 、 ϕ を用いて、せん断摩擦応力を推定することもできる。

$$L_e = \frac{F_s \cdot T}{2 \cdot (\alpha_1 \cdot c + \alpha_2 \cdot \sigma_v \cdot \tan \phi)} \quad \text{式 (7.3)}$$

ここで、 c : GHD近傍の土の粘着力

ϕ : GHD近傍の土の内部摩擦角

α_1, α_2 : 補正係数 ($\alpha_1=0.5, \alpha_2=1.0$)

(3) GHDの面内方向通水性

GHDの排水機能は、粘性土の圧密促進によるせん断強度の増加によって、斜面の安定と水平変位の抑制を図るものである。設計値は、GHDの面内方

向通水性試験の結果から、面内方向通水性に関する材料安全率で除して求める。面内方向通水性試験は現場条件を考慮して、予想される上載圧を作用させて行う必要がある。

なお、設計にはその効果を見込まないが、GHDの排水機能によって表面浸透水や地下水を排除し、盛土中の間隙水圧を速やかに消散させて盛土を長期安定な状態に保つことができる。

7. 4 補強時の内的安定検討

(1) 排水補強の基本的な考え方ならびにGHDの抵抗モーメントと設計引張り力

補強時の内的安定検討に先立ち、まず無補強時の安定計算を、図7-2に示す円弧すべり面を仮定した簡便分割法により、式(7.4)を用いて行う。その時の最小安全率が必要安全率を確保していない場合に、同じく円弧すべり面法によって補強時の内的安定を検討する。

$$F_s = \frac{M_R}{M_D}$$
$$= \frac{R \cdot \sum \{c \cdot l + (W - u \cdot b) \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi\}}{R \cdot \sum W \cdot \sin \alpha} \quad \text{式 (7.4)}$$

ここで、 F_s :安全率

M_R :抵抗モーメント

M_D :すべりモーメント

R :すべり円弧の半径

c :土の粘着力

l :分割片で切られたすべり面の弧長

W :分割片の土塊重量

u :間隙水圧

b :分割片の幅

α :各分割片で切られたすべり面の midpoint のすべり角度

ϕ :土の内部摩擦角

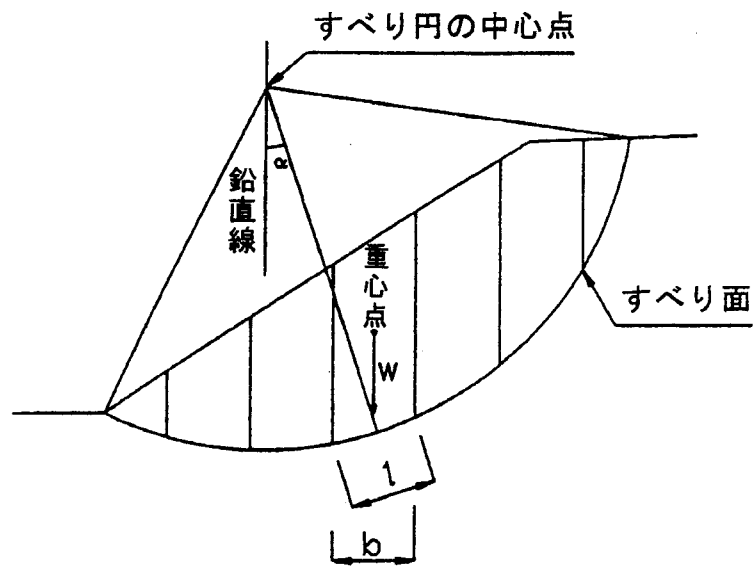


図7-2 円弧すべり面を仮定した簡便分割法

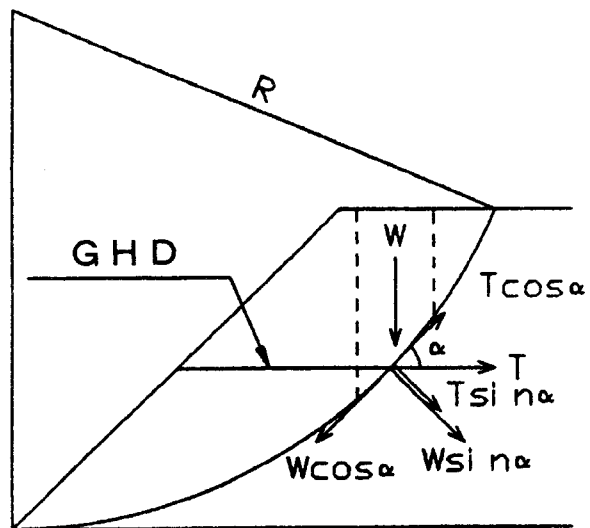


図7-3 GHDによる抵抗力

補強時の抵抗力は、無補強時の抵抗力（抵抗モーメント）にGHDの抵抗力（抵抗モーメント）を加えた値である。ここで、排水補強盛土工法では無補強時の抵抗モーメントは、圧密による土の強度増加を考慮した抵抗モーメントとする。したがって、補強時の内的安定計算式は式（7.5）となる。

$$F_s = \frac{M_R + \Delta M_R}{M_D} \quad \text{式 (7.5)}$$

ここで、 F_s :安全率

M_R :無補強時の抵抗モーメント（圧密による土の強度増加を考慮する）

ΔM_R :GHDの引張り力による抵抗モーメント

M_D :無補強時のすべりモーメント

GHDによる抵抗モーメントは、引止め効果と締付け効果によって発生すると考える。図7-3からGHDによる抵抗モーメントは式（7.6）で与えられる。

$$\Delta M_R = \sum R \cdot (T_{ai} \cdot \cos \alpha + T_{ai} \cdot \sin \alpha \cdot \tan \phi) \quad \text{式 (7.6)}$$

ここで、 ΔM_R :GHDの引張り力による抵抗モーメント

R :すべり円弧の半径

T_{ai} :各GHDの設計引張り力

α :各分割片で切られたすべり面の midpoint のすべり角度

ϕ :土の内部摩擦角

GHDの設計引張り力 T_a は式（7.7）に示すように、GHDの発揮可能引張り強さ T_{avail} 、すなわち設計引張り強さ T_A と引抜き抵抗力 T_p の内、小さな値とする。

$$T_a = T_{avail} = \min (T_A, T_p) \quad \text{式 (7.7)}$$

T_A は式（7.1）で得られる。 T_p は次の式（7.8）もしくは式（7.9）から求める。

土とGHDの摩擦特性が求められる場合

$$T_p = \frac{2 \cdot (c^* + \sigma_v \cdot \tan \phi^*) \cdot L_e}{F_s} \quad \text{式 (7.8)}$$

土とGHDの摩擦特性が求められない場合

$$T_p = \frac{2 \cdot (\alpha_1 \cdot c + \alpha_2 \cdot \sigma_v \cdot \tan \phi) \cdot L_e}{F_s} \quad \text{式 (7.9)}$$

ここで、 c^* :土とGHDの間の見掛けの粘着力

ϕ^* :土とGHDの間の見掛けの摩擦角

c :GHD近傍の土の粘着力

ϕ :GHD近傍の土の内部摩擦角

σ_v :土とGHDの接触面での鉛直応力

L_e :GHDの定着長

F_s :引抜きに対する安全率($F_s=2.0$)

α_1, α_2 :補正係数 ($\alpha_1=0.5, \alpha_2=1.0$)

(2) GHD配置の仮定

GHDの必要敷設段数は、無補強時の内的安定計算結果より仮定する。すなわち、必要安全率を確保するために必要な補強力を算出し、その値より必要敷設段数を仮定する。計算式は式(7.10)となる。この式は、GHDの抵抗力を設計引張り力に等しいと仮定した場合のものである。

$$N = \frac{F_s \cdot M_D - M_R}{R \cdot T_a \cdot \xi} \quad \text{式 (7.10)}$$

ここで、 N :必要敷設段数

F_s :必要安全率

M_D :無補強時のすべりモーメント

M_R :無補強時の抵抗モーメント

R :すべり円弧の半径

T_a :GHDの設計引張り力

ξ :水平方向敷設率 (全面敷設の場合は $\xi=1.0$)

GHDの水平方向敷設率は30%以上とし、帯状千鳥配置の場合は上下のGHDをずらして、図7-4のように千鳥に配置する。また、鉛直方向敷設間隔は、盛土1層あたりの厚さ、小段の間隔等を考慮して設定する。

(3) 圧密進行時の土の強度

圧密進行時の土の強度は式 (7.11) から算出する。

$$c = c_0 + (\sigma_v - p_c) \cdot m \cdot U \quad \text{式 (7.11)}$$

ここで、 c : 圧密進行時の粘着力

c_0 : 初期の粘着力

σ_v : 土かぶり荷重

p_c : 圧密先行荷重

m : 強度増加率 ($\Delta c / \Delta p$)

U : 圧密度

圧密時間 t と圧密度 U との関係式は、第5章で論じた実規模の実験結果から全面敷設配置の場合には式 (7.12) に示すTerzaghiの一次元圧密理論を用いる。

$$t = \frac{T_v \cdot H_s^2}{C_v} \quad \text{式 (7.12)}$$

ここで、 t : 圧密時間

T_v : 圧密度に応じた時間係数 (図7-5に示す U と T_v の関係³⁾ から得る)

H_s : GHD の敷設間隔の1/2

c_v : 盛土材料の圧密係数

敷設間隔 H ($H = 2H_s$) は盛り立てに要する時間 t_0 を施工条件から求め、これを瞬時載荷の条件に換算するために、式 (7.12) において $t = (1/2)t_0$ として決定する。

また、要求される通水性能は下記に示すGiroudの式により求める。

$$\theta_h = k_g \cdot H_g > \frac{2 \cdot B^2 \cdot k_s}{\sqrt{c_v \cdot t}} \quad (10^{-6} \leq T_0 \leq 1) \quad \text{式 (7.13)}$$

$$\theta_h = k_g \cdot H_g > \frac{2 \cdot B^2 \cdot k_s \cdot H_s}{c_v \cdot t} \quad (T_0 > 1) \quad \text{式 (7.14)}$$

$$T_0 = \frac{c_v \cdot t}{H_s^2} \quad \text{式 (7.15)}$$

ここで、 θ_h : GHDに要求される通水性能

k_g : GHDの面内方向透水係数

H_g : 盛土内で上載圧を受けた状態でのGHDの厚さ

B : 盛土幅

k_s : 盛土材料の透水係数

c_v : 盛土材料の圧密係数

t : 圧密時間 $t = (1/2)t_0$

t_0 : 盛り立てに要する時間

H_s : GHDの敷設間隔の1/2

一方、帯状千鳥配置の場合は式(7.16)のBarronのドレーン理論(等周長換算法)を準用する。

$$t = \frac{T_h \cdot d_e^2}{c_v} \quad \text{式 (7.16)}$$

ここで、 t : 圧密時間

T_h : 放射流の場合の圧密度に応じた時間係数

d_e : 帯状GHDを円柱状ドレーンに換算したときのドレーンの有効径

c_v : 土の圧密係数

なお、 T_h は式(7.17)～式(7.19)により得られる。

$$T_h = - \frac{F(n)}{8} \ln(1 - U) \quad \text{式 (7.17)}$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad \text{式 (7.18)}$$

$$n = \frac{d_e}{d_w} \quad \text{式 (7.19)}$$

また、 d_e は図7-6に示す関係において、式(7.20)もしくは式(7.21)により求める。式(7.21)は集水面積($d \cdot h$)と等価な円の直径として d_e を求める。

盛土正面図

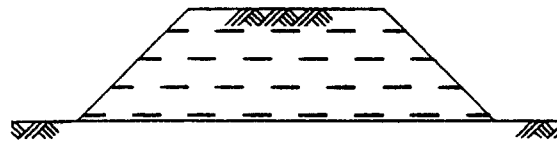


図7-4 帯状千鳥配置

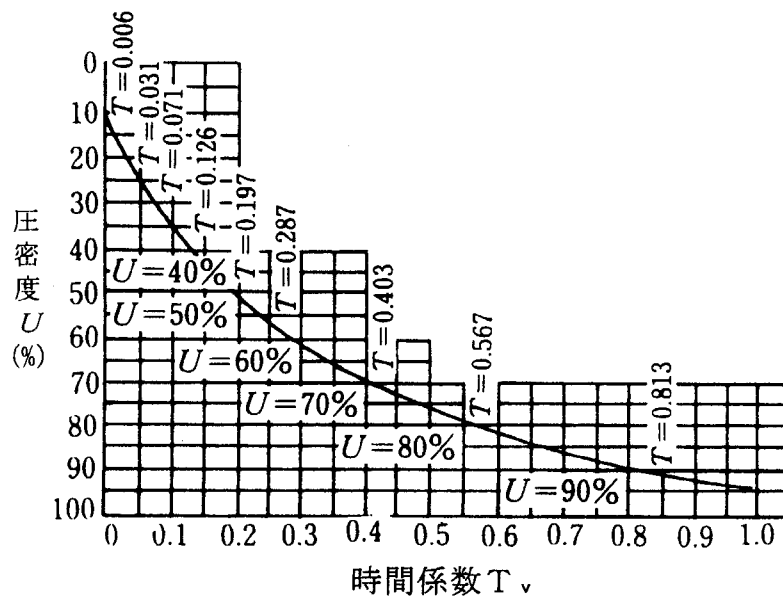


図7-5 U と T_v の関係³⁾

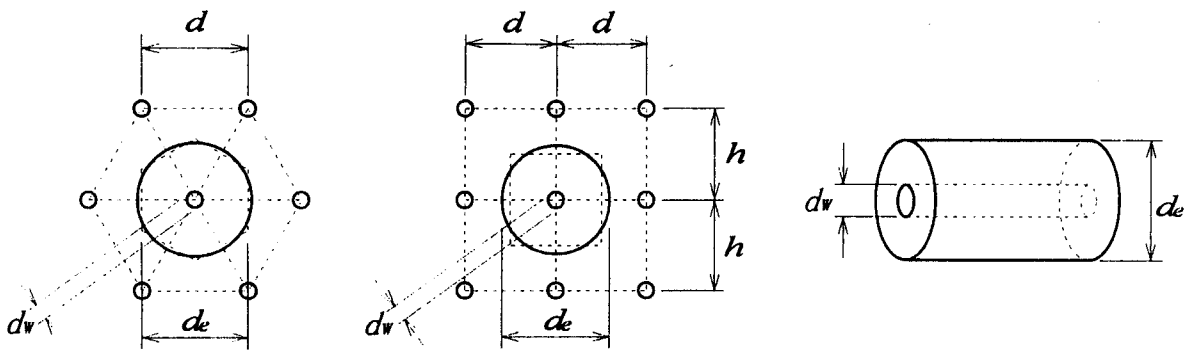


図7-6 ドレーンの配置と有効径

$$\text{正三角形配置の場合} \quad d_e = 1.05d \quad \text{式 (7.20)}$$

$$\text{長方形配置の場合} \quad d_e = 1.13\sqrt{d \cdot h} \quad \text{式 (7.21)}$$

次に、GHDのドレーン換算径 d_w は、プラスチックボードドレーンにおけるサンドドレーン換算径の考え方⁴⁾を準用し、GHDの外周延長と等価な円周の直径を式 (7.22) で求める。

$$d_w = \frac{\alpha(2a + 2b)}{\pi} \quad \text{式 (7.22)}$$

ここで、 d_w : ドレーン換算径

α : 換算係数 ($\alpha=1$)

a : GHDの幅

b : GHDの厚さ

プラスチックボードドレーンの圧密計算の場合には、ドレーン長が30m以内のものについてはウェルレジスタンスを無視している⁵⁾。GHDによる排水補強盛土工法においてもこの考え方を踏襲している。しかし、30mを越える場合にはウェルレジスタンスを考慮するか、通水断面が大きく十分な通水能を有する材料を用いる必要がある。

7. 5 まとめ

本章では、粘性土材料を対象としたGHD排水補強盛土工法の設計法について論じた。補強機能と排水機能を併せ持つ材料の特色を反映した設計法の特徴を示した。その結果は次のとおりである。

- (1) 排水補強盛土工法の設計における基本的な考え方は、(財)土木研究センター「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル」に準拠している。しかし、GHDは排水機能も併せ持っているので、圧密促進によって粘性土のせん断強度増加を図ることができる。したがって、補強材のGHDには引張り補強効果と水平排水効果とを期待し、設計においてはそれら両者の効果を組み入れる。
- (2) GHDの地震時設計引張り強さは、引張り試験における5%ひずみ時の強度を用いる。この場合の常時設計引張り強さに対する割り増し係数は、GHDの引張り特性から $\lambda=1.3\sim1.5$ となる。この値は従来報告されている値と類似したものである。
- (3) 粘性土とGHD間の摩擦特性を粘性土のせん断強度定数から推定する場合の補正係数は、粘着力に対しては0.5、土の内部摩擦角については1.0を用いる。
- (4) 圧密進行時の土の強度は圧密理論を用いて算出する。すなわち、全面敷設配置の場合にはTerzaghiの一次元圧密理論を用いる。また、帯状千鳥配置の場合はBarronのドレーン理論（等周長換算法）を準用する。

参考文献

- 1) ジオテキスタイル補強土工法普及委員会編：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル，(財)土木研究センター，(1997)
- 2) ジオグリッド研究会専門部会編：「ジオグリッド工法」ガイドライン，ジオグリッド研究会，Vol.1，(1990)
- 3) ジオテキスタイル補強土工法普及委員会編：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル，(財)土木研究センター，86(1997)
- 4) 日本材料学会土質安定材料委員会編：地盤改良工法便覧，日刊工業新聞社，281-287(1991)
- 5) プラスチックボードドレーン研究会編：プラスチックボードドレーン工法設計・施工マニュアル，4-5(2000)

第8章 結 論

本研究では、排水性を有する材料による補強は盛土の長期安定化や、軟弱土の盛土材料への利用に有効であるとの考えに立脚し、排水機能と補強機能を併せ持ったジオシンセティック材料を開発して、粘性土の盛土補強に適用した効果を明らかにした。

まず、材料開発に関しては、排水と補強の各機能の材料評価結果に基づいて開発することが肝要であり、とりわけ、長期的な排水機能保持に直接係わるフィルター材の最適化が重要であるとの見地から、従来系統的な材料研究がなされていないジオシンセティックの水理特性について第2章で論じた。そして、代表的なジオシンセティックの不織布と織物の開孔径 O_{50} と垂直方向透水係数が、それぞれ繊維直径と空隙率の関数で表せることを明らかにし、各々実験式を得た。 O_{50} には製法上の制約から材料種類によって下限値が存在し、その値を示した。垂直方向透水係数に関しても取りうる値の範囲を明らかにした。さらに、圧縮変形の大きなニードルパンチ不織布の場合には、製品の初期性能ではなく、盛土内における実質性能こそが重要であるという見地から、上載圧下の開孔径と垂直方向透水係数を推定した。49kPa下では前者の値は60～70 μm 、後者は初期性能から1オーダー低減し、294kPa下では O_{50} 値は50 μm 程度であり、垂直方向透水係数は安全側に見積もると $10^{-3} \sim 10^{-2} \text{ cm/s}$ のオーダーになることが判明した。また、土との複合体透水実験で土との相互作用を考察し、流通品程度の不織布や織物であれば正常にろ過機能を発揮して土のフィルター層が生成されること、材料に起因した問題となるような透水性低下が生じないことを確認した。さらに、粘性土盛土におけるろ過機能基準を示し、これを満たすものをフィルター材に使用すれば、ろ過機能と長期透水性を維持しうることを、また、我が国で製造される大多数の不織布と織物はこの条件を満たしていることを明らかにした。

複合化によって開発したGHDの力学物性は、引張り強さはジオグリッドと同等であり、粘性土のひずみ特性との比較から、材料のひずみ特性が粘性土に対して調和のとれた関係にあることを明らかにした。また、補強機能に係わる土との相互作用に関して、粘性土とGHDの見掛けの粘着力は、粘性土の粘着力の少なくとも50%以上に相当することを示し、設計時の定着長算定における考え方を示した。長期変形特性ならびに素材の耐久性に関する評価

結果から、GHDが永久構造物の盛土補強にも適用しうることを明らかにした。また、従来補強材としての適用を除外されているスパンボンドに関して、拘束条件下の引張り特性の考察、粘性土との摩擦特性やクリープ特性の評価結果から、高強力は期待できないので適用部位の制限はあるものの、粘性土の補強材として適用可能であることを明らかにした。

第2章で論じた水理特性に関する評価結果とGHDの水平排水機能を現場に適用し、実施工において評価した結果を第3章で論じた。ろ過機能基準の検証という点に主眼をおいてフィルター材を選定し、その妥当性を実施工において明らかにした。現場計測結果ならびに理論解析から推定される沈下性状との比較から、GHDの水平排水機能を実施工において確認した。目詰まりによる排水性低下もなく、GHDをサンドマット代替の水平ドレーンとして適用しうることがわかった。

第4章ではGHDの補強機能を現場に適用し、その直接的、間接的補強機能を実施工によって評価した結果を論じた。盛土材料は軟弱な現場発生土であったが、GHDを帯状千鳥に配置した盛土補強は高い安定性を示した。また、スパンボンドによる盛土補強も同様に優れた安定性を示した。補強盛土内の水位は材料の排水機能によって速やかに低下し、長期補強効果が得られることを明らかにした。GHDを敷設した補強盛土地盤は、無補強盛土地盤に比べて約5%の含水比低下が認められ、地盤条件にもよるが3倍程度の強度増加が得られた。また、GHDの排水能は、3年以上の期間にわたり目詰まり等による低下もなく、長期に排水効果を維持しうるので、GHDの補強効果と排水効果の両方を盛土の安定に考慮しうることがわかった。

実施工において材料の水平排水機能と補強機能をそれぞれ確認しえたので、両者を併せ持つという特徴を活かし、両機能を同時に利用するという観点から高含水比粘性土盛土補強に適用した実験成果を第5章で論じた。無補強では盛り立て不可能な高含水比粘性土が、GHDを敷設することによって盛り立てが可能となり、GHDの高含水比粘性土盛土への適用性を確認した。GHDの排水効果によって、盛り立て中に発生する過剰間隙水圧が急速に消散すること、圧密促進効果によって高含水比粘性土の強度増加を図りうることを明らかにした。また、その効果は圧密理論によって推定できることが判明した。補強機能と排水機能をとともに取り入れた設計手法を構築するとともに、

フルスケールで実施した崩壊実験によってその妥当性を確認した。

本研究は軟弱粘性土を盛土材料に有効利用するという基本的な考え方に立脚している。軟弱粘性土でも急勾配高盛土が可能となり、さらに永久構造物として利用できるのであれば、より利用範囲が広がる。このような観点から、GHDの粘性土急勾配高盛土への適用性を検討した結果を第6章で論じた。GHDを用いれば粘性土でも急勾配高盛土が築造可能であり、排水機能によって粘性土急勾配高盛土は長期にわたり安定であることを明らかにした。また、クリープ変形を示唆するようなGHDのひずみの増大がないことを確認した。

第7章ではGHDを用いた排水補強盛土工法の設計法を論じた。排水補強の考え方の特徴を示しつつ、補強時内的安定検討の具体的な方法を示した。

本研究はジオシンセティック補強土工法に関する研究に位置する。研究内容は主に繊維工学の立場で実施した材料開発と、土木工学に立脚した材料の効果の評価である。ジオシンセティックを用いて軟弱土の斜面安定を図る上で必要な多くの情報を提供したと考えている。さらに、ジオシンセティックに関しては、材料の立場からの系統的な研究がきわめて少ないので、第2章に示した代表的なジオシンセティックの水理特性に関する成果は補強土工法に限らず、広範なジオシンセティック分野において利用しうると考えられる。

排水補強盛土工法の長期補強効果が認められ、コスト縮減にもつながることから、大阪府では「公共工事コスト縮減対策に関する行動計画（平成9年度）」において、また新技術活用促進システム技術審査の技術認定によって、材料と工法の積極的な導入を決定した。その結果、大阪府内の崩壊盛土斜面の修復工事を中心に、着実に施工実績を積み重ねている。また、付帯的に開発した表面保護材も実工事での施工がなされた。

今後の展望として、GHDは高強度の排水材であるから、高度な力学特性を利用した大深度地盤改良用のプラスチックボードドレーンや液状化対策等への応用が考えられるであろう。

謝 辞

本論文をまとめるに当たり、一貫して温かいご指導とご助言を賜った京都大学防災研究所教授 嘉門雅史先生には、心から感謝の意を表します。そして、貴重なご助言を賜った京都大学大学院工学研究科教授 大西有三先生、京都大学化学研究所教授 梶 慶輔先生にも深く感謝いたします。

大阪府立産業技術総合研究所において、1989年から本格的にジオシンセティック材料の研究開発に携わって参りました。元来大阪は、近代繊維産業発展の基幹的役割を担ってきた地域であることから、ジオシンセティック材料の建設工事への適用に関する研究を積極的に推進するために、産学官のメンバーからなるジオテキスタイル技術研究会を組織して、主に大阪府の事業研究として研究開発を進めて参りました。本研究は、それらの成果を基に材料特性の評価結果に基づくジオシンセティック水平排水材の開発と、その排水補強盛土への適用を目的としたものです。この点で、本研究は日常の業務そのものを土台として成し得たものです。発足から今日に至るまで、ジオテキスタイル技術研究会との共同研究業務は、筆者にとって何もののにも代え難い貴重な経験でありました。共同研究における様々な討論の中で、問題点や解決の方向性を与えて下さり、多大なご協力を賜ったジオテキスタイル技術研究会の会員諸氏には感謝の念に耐えません。

ジオシンセティックの材料研究を進める上で、不織布の製造パラメーターあるいは材料特性全般にわたる諸問題について、(社)日本繊維機械学会不織布研究会委員長の京都女子大学教授 矢井田 修先生には、終始一貫して繊維工学の立場から多くのご指導をいただきました。また、京都工芸繊維大学地域共同研究センター助教授 西村太良先生には、複合体透水試験の実施に際して数々の貴重なご助言をいただきました。心から感謝申し上げます。全ての現場実験結果の解析において、(財)地域 地盤 環境 研究所レビュー・技術審査担当部長 福田光治博士には終始一貫して多くのご指導とご助言をいただきました。GHDによる排水補強盛土設計法の検討に関して(株)大林組土木工事計画課長 楠部義夫氏に、プラスチックボードドレーンの改良に関して錦城護謨(株)土木技術部長 野村忠明氏にそれぞれ懇切かつ貴重なご助言をいただきました。心から感謝申し上げます。(財)地域 地盤 環境 研究所技術コンサルタント部長 諏訪靖二氏、加藤 豊氏には現場実験計測において多大なご協力をいただき

ました。深く感謝の意を表します。

また、このような長期にわたる業務の中で、貴重な経験を与えていただいた当時の産業技術総合研究所総括研究員 江口晴一郎氏（退職）、森 寛城氏（退職）、伊藤元人氏（退職）、評価技術部長 上原正義氏（退職）には感謝の念に耐えません。

また本論文を作成するにあたり、このような機会を与えていただいた産業技術総合研究所長 松田治和氏、長年激励いただいた次長 米田明彦氏、評価技術部長 野上良亮氏、総括研究員 玉置省三氏、曾根 匠氏を始めとし、筆者が勤務してきた産業技術総合研究所の諸先輩、同輩の方々にも深く感謝の意を表する次第です。特に、入所以来一貫して筆者の研究を温かく見守り、時には叱咤激励し特段のご協力をいただいた玉井輝夫氏（産業技術総合研究所主任研究員）には深く感謝の意を表します。そして本論文の作成にあたり、実験等多くの協力をいただいた松本 哲氏に感謝申し上げます。

また、貴重な試料作製にご協力いただいた東洋紡績(株)、(株)クラレ、(株)田中ならびに実験現場を提供いただいた(財)大阪産業廃棄物処理公社堺事業所、実験現場借り受けにご尽力いただいた産業技術総合研究所主幹 森村 潔氏を始めとし、産業技術総合研究所内外の方々の御協力を得られましたことは、改めて感謝の念に耐えません。

最後に私事ながら、長年の研究遂行と本論文をまとめる過程で、陰ながら筆者を支えてくれた妻 康代、そして家族、両親にも改めて感謝の気持ちを表したいと思います。